

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

**Conception et dimensionnement d'un bâtiment (RDC + 12 étages
+Sous-Sol) en béton armé a usage d'habitation et commercial**

Présenté par :

Mokhtari Radhouane

Djeddi Chourouk

Soutenu le 06 / 06 / 2024, devant le jury composé de :

M. Bentaher M	Président
M. Kaci A	Encadreur
M. Seddik B	Examineur

Année universitaire 2023/2024

Remerciement

En tout premier lieu, notre plus grande gratitude va à ALLAH le tout-puissant pour les bienfaits dont Il nous a accordés, et dont nul autre que lui ne sait le nombre.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur KACI ABDELHAKIM pour nous avoir orientés, aidés et conseillés tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions vivement les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail. Nos vifs remerciements s'adressent à nos chers parents qui, par leur tendresse, leur éducation, leurs sacrifices et leur motivation, ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui.

Nous remercions nos frères et sœurs qui nous ont encouragés à continuer nos études et nous ont soutenus par leurs prières et leur présence.

Enfin, nous tenons à remercier toute notre famille et tous nos amis qui, avec leur amitié, leur appui constant et leur compréhension, nous ont permis de ne jamais dévier de notre objectif final.

Dédicace

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma gratitude envers Dieu pour m'avoir donné la force et le courage. Ce modeste travail est dédié spécialement :

À mon paradis, à la prunelle de mes yeux, à la source de mon bonheur, ma lune et le fil d'espoir qui éclaire mon chemin, ma moitié, maman «Fatiha Benazzouz ». Pour tous tes sacrifices, ton amour, ta tendresse, ton soutien et tes prières tout au long de mes études.

À mon père « Kada Djeddi ». Merci pour tout ce que tu as fait. Je serai toujours reconnaissant pour ton soutien. Que Dieu te protège.

À ma chère sœur « Ibtissem » et son mari « Waleed », pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

À l'amour de ma vie, ma nièce « Eleen ».

À mon frère « Yassine », qui est toujours là pour moi, je te suis reconnaissant.

À mes sœurs « Bouchra » et « Hadil », ce travail est aussi le vôtre.

À ma douce grand-mère « Ouda », et à toutes mes tantes, que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

À ma tante « Saliha » et son mari « Abdelmoumen », merci infiniment.

À mes chères amies, « Sara et Fatima », merci pour tout.

À mon cher ami et binôme « Radhouane Mokhtari », pour son écoute et sa sympathie tout au long de ce projet.

*À toutes ces personnes qui ont toujours été présentes dans ma vie.
Djeddi Chourouk.*

Merci et dédie

Merci ALLAH

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

Je dédie ce travail simple :

À mes parents, ma famille, mes professeurs, mes proches et mes collègues.

A mes meilleurs amis :

Fedlaoui Toufik

Meddoudi Mohamed

À mon amie et binôme : Chourouk Djeddi

Radhouane

الملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة و تصميم بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق أرضي 12 , طابق + طابق سفلي , يتم انجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 version 2003)

✓ ان استقرار البناية لكل الحملات العمودية والافقية مضمون بواسطة العارضات الاعمدة و الجدران الخرسانية المسلحة .

✓ دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (Robot 2020) .

✓ تحديد الابعاد و تسليح العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003 , BAEL 91 modifié 99)

✓ تسليح العناصر المقاومة الاعمدة و العارضات و الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا .

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

الكلمات المفتاحية : خرسانة مسلحة , الدراسة الديناميكية , اعمدة اشترعة , برنامج .

Abstract

The objective of this study is to design a structure intended for mixed residential and commercial use, comprising ground floor and 12 floors plus a basement, to be located in the province of **ORAN**, classified as zone IIa according to the Algerian seismic code (**RPA 99 version 2003**).

- The stability of the structure is ensured through the use of beams, columns, and shear walls.
- The study and analysis of this project have been conducted using **the Robot 2020 software**.
- The dimensions and reinforcement of all load-bearing elements are calculated in accordance with current standards, namely **BAEL 91 modified 99** and **RPA 99 version 2003**.
- The reinforcement of load-bearing elements such as columns, beams, and shear walls has been done manually.
- The building foundations consist of a ribbed raft.

Key words: Reinforced concrete tower, wind-bracing, shear wall, seismic calculation.

Résumé

L'objectif de cette étude est la conception d'une structure destinée à un usage mixte résidentiel et commercial, comprenant rez-de-chaussée et 12 étages et un sous-sol, qui sera implantée dans la wilaya de **ORAN**, classée en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**).

- La stabilité de l'ouvrage est garantie par l'utilisation de poutres, poteaux et voiles.
- L'étude et l'analyse de ce projet ont été réalisées à l'aide du **logiciel Robot 2020**.
- Les dimensions et le ferrailage de tous les éléments résistants sont calculés conformément aux normes en vigueur, à savoir le **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA 99 version 2003**.
- Le ferrailage des éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres et les voiles a été effectué manuellement.
- Les fondations du bâtiment sont constituées d'un radier nervuré.

Mots clés : Tour en béton armé, contreventement par voile-portique, calcul sismique.

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

<i>I.1. Introduction</i> :	2
<i>I.2. Présentation de l'ouvrage</i> :	2
I.2.2. Caractéristiques géométriques :	4
<i>I.3. Conception de la structure</i> :	4
I.3.1. Superstructure :	4
I.3.2. Infrastructure :	5
I.4.1. Le Béton :	6
I.4.2. Acier :	8
<i>I.5. Hypothèses de calcul</i> :	9
I.5.1. Sollicitation et Combinaison de calcul :	9
<i>I.6. Règlements et normes utilisés</i> :	10

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

<i>II.1. Introduction</i> :	10
<i>II.2. Pré dimensionnement et descente des charges</i> :	10
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers:	10
II.2.2. Descente des charges :	13
II.2.2.1. Charges permanentes :	13
II.2.2.2. Charge d'exploitation :	15
II.2.3. Pré dimensionnement des poutres :	15
II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux :	16
II.2.4.1. Dégression des charges d'exploitation :	17
II.2.4.2. Exemple de calcul :	19
II.2.5. Pré-dimensionnement des voiles :	24
II.2.5.1. Voiles du contreventement :	24
II.2.5.2. Voiles périphériques du sous-sol :	25
<i>II.6. Conclusion</i> :	26

CHAPITRE III : Étude des plancher

<i>III.1. Introduction</i> :	27
<i>III.2. Plancher à corps creux</i> :	27
III.2.1. Etude du poutrelle[CBA93/B.6.2,20] :	27
III.2.2. Les différents types des poutrelles :	27

III.2.2.1. Méthode des trois moments :	28
III.2.2.2. Exemple de calcul (plancher étage courant) :	28
III.2.2.3. Diagrammes des moments :	36
III.2.2.4. Diagrammes des efforts tranchants :	38
III.2.2.5. Ferrailage des poutrelles (Terrasse) :	41
III.2.2.6. Vérifications nécessaires	27
III.2.2.7. Ferrailage des poutrelles (Etage courant) :	32
III.2.2.8. Vérifications nécessaires	33
III.2.3. Etude de la dalle de compression	36
III.2.4. Schéma de ferrailage :	36
<i>III.3. Plancher en dalle pleine :</i>	<i>37</i>
III.3.1. Combinaisons fondamentales :	37
III.3.2. Détermination des sollicitations :(panneau de rive)	37
III.3.3. Ferrailage de la dalle :	38
III.3.4. Vérification à L'ELU :	40
III.3.4.1. Vérification du cisaillement :	40
III.3.4.2. Vérification de poinçonnement:	40
III.3.5. Vérification à L'ELS :	40
<i>III.4. Conclusion</i>	<i>42</i>

CHAPITRE IV : Étude des éléments non structuraux

<i>IV.1. Introduction :</i>	<i>42</i>
<i>IV.2. Etude de L'acrotère :</i>	<i>42</i>
IV.2.1. Définition :	42
IV.2.2. Evaluation des charges :	42
IV.2.3. Sollicitations :	43
IV.2.4. Calcul du ferrailage :	43
IV.2.5. Vérification d'effort tranchant :	44
<i>IV.3. Etude du balcon :</i>	<i>46</i>
IV.3.1. Définition :	46
IV.3.2. Pré-dimensionnement :	46
IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges :	46
IV.3.4. Détermination des sollicitations :	46
IV.3.5. Ferrailage du Balcon :	47
IV.3.6. Vérification au cisaillement :	48

IV.3.7. Vérification de la flèche:	48
IV.3.8. Le contre poids :	48
<i>IV.4. Etude d'escalier:</i>	<i>49</i>
IV.4.1. Définition:.....	49
IV.4.2. Description:	49
IV.4.3. Pré dimensions des escaliers:	50
IV.4.4. Descente des charges :.....	51
IV.4.5. Exemple de calcul :	51
IV.4.6. Calcul de ferrailage :	54
IV.4.7. Schéma de ferrailage :	55
IV.4.8. Vérification à L'ELU :	55
IV.4.8.1. Vérification du cisaillement :.....	55
IV.4.9. Vérification à L'ELS :	55
IV.4.10. Etude de poutre palière :.....	56
IV.4.10.1. Pré dimensionnement :.....	56
IV.4.10.2. Evaluation des charges :	57
IV.4.10.3. Combinaisons :	57
IV.4.10.4. Calcul des sollicitations :	57
IV.4.10.5. Calcul de ferrailage :.....	59
IV.4.11. Schéma de ferrailage :	60
IV.4.12. Vérification à L'ELU :	60
IV.4.12.1. Vérification du cisaillement :.....	60
IV.4.13. Vérification à L'ELS :	61
IV.4.13.1. Vérification de la contrainte de compression de béton :.....	61
IV.4.13.2. Vérification de la contrainte de traction de l'acier :	61
IV.4.14. Vérification de la flèche :	61
<i>IV.5. Etude L'ascenseur :</i>	<i>63</i>
IV.5.1. Définition :.....	63
IV.5.2. Etude de l'ascenseur :	63
IV.5.3. Descente de charges :	65
IV.5.4. Evaluation du moment de Dalle machine :.....	71
IV.5.5. Vérification à L'ELU :	74
IV.5.5.1. Vérification du cisaillement :.....	74
IV.5.5.2. Vérification à L'ELS :	75

IV.6. Conclusion :	76
--------------------	----

CHAPITRE V : Étude Sismique

V.1. Introduction:	76
V.2. Objectif de l'étude dynamique:	76
V.3. Modélisation de la structure:	76
V.4. Classification de l'ouvrage :	77
V.5. METHODES DE CALCUL:	78
V.5.1. La méthode statique équivalente :	79
V.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	79
V.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	82
V.5.3.1. Principe :	82
V.5.3.2. Les hypothèses	83
V.5.3.3. Nombre de modes à considérer :	83
V.5.3.4. Disposition des voiles:	83
V.5.3.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique par robot 2020 :	84
V.6. Vérification de la période	85
V.6.1. Centre de gravité et centre de rigidité :	87
V.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :	88
V.8. Vérification des déplacements inter-étages:	88
V.9. Vérification de l'effort normal réduit:	89
V.10. Vérification au renversement:	89
V.11. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	91
V.12. Conclusion	93

CHAPITRE VI : Étude des éléments structuraux

VI.1. Introduction :	92
VI.2. Combinaison des charges :	92
VI.3. Ferrailage des poutres :	92
VI.3.1. Introduction	92
VI.3.2. Combinaisons :	93
VI.3.3. Recommandations des RPA 99 Version 2003 :	93
VI.3.4. Sollicitations de calcul sur poutre :	93
VI.3.5. Ferrailage longitudinal :	94
VI.3.6. Calcul des armatures transversales :	95
VI.3.7. Vérifications nécessaires	96

VI.3.8. Schéma de ferrailage des poutres	98
VI.4. <i>Ferrailage des poteaux</i> :	99
VI.4.1. Recommandation du RPA 99 version 2003:	99
VI.4.2. Calcul du ferrailage des poteaux	100
VI.4.2.1. Les résultats de l'auto desk robot structural analysés Professional 2020	100
VI.4.2.2. Calcul du ferrailage :	101
VI.4.3. Vérification nécessaires :	106
VI.4.4. Schéma de ferrailage des poteaux :	108
VI.5. <i>Etude des voiles</i> :	109
VI.5.1. Introduction :	109
VI.5.2. Les combinaisons de calcul :	109
VI.5.3. Ferrailage du Voile 1	110
VI.5.3.1. Vérification de la résistance du voile	110
VI.5.3.2. Vérification de l'effort limite ultime	110
VI.5.3.3. Ferrailage sous (0.8G + Q)	111
VI.5.4. Ferrailage du Voile 02	113
VI.5.4.1. Vérification des résistances du voile	113
VI.5.4.2. Vérification de l'effort limite ultime	114
VI.5.4.3. Ferrailage sous (0.8G + Q)	114
VI.5.5. Schéma de ferrailage des voiles :	117
VI.6. <i>Conclusion</i> :	118

CHAPITRE VII : Étude de l'Infrastructure

VII.1. <i>Introduction</i> :	119
VII.2. <i>Etude du mur voile périphérique</i> :	119
VII.2.1. Définition :	119
VII.2.3. Calcul des charges :	120
VII.2.4. Détermination des sollicitations :	120
VII.2.4. Calcul de Ferrailage :	121
VII.2.5. Vérification à L'ELU :	123
VII.2.5.1. Vérification du cisaillement :	123
VII.2.6. Vérification à L'ELS :	123
VII.3. <i>Eudes des fondations</i>	124
VII.3.1. Choix de fondation	124
VII.3.2. Vérification de la semelle isolée	124

VII.3.4. Etude du radier :	126
VII.3.4.1. Pré dimensionnement du radier :	126
VII.3.4.2. Vérification de La surface du radier :	127
VII.3.4.3. Vérification au poinçonnement	127
VII.3.4.4. Vérification de la contrainte du sol	127
VII.3.4.5. Vérification au cisaillement.....	129
VII.3.4.6. Ferrailage de La dalle du radier.....	130
VII.4. Etude des nervures :	133
VII.4.1. Calcul du ferrailage des nervures:.....	133
VII.4.2. Vérifications à ELU	134
VII.4.3. Schéma de ferrailage de la nervure:	135
VII.5. Conclusion.....	135
 Conclusion générale	 136

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1: Vue en plan niveaux RDC de la structure	3
Figure I-2: Vue en plan niveaux étage courant de la structure.....	3
Figure I-3: Vue en plan niveaux terrasse de la structure	4
Figure I-4: Plancher a corps creux.	5
Figure I-5: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'E.L.U.	7
Figure I-6: Diagramme des contraintes du béton à l'ELS	8
Figure I-7: Diagramme des contraintes à l'ELS Diagramme contrainte déformation de l'acier .	9

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure II-1: Corps Creux.	10
Figure II-2: Coupe d'un plancher à corps creux.....	11
Figure II-3: Schéma d'un panneau de dalle pleine.....	12
Figure II-4: Terrasse inaccessible (plancher terrasse).....	13
Figure II-5: Plancher étage courant	14
Figure II-6: Description des composantes de la charge (dalle pleine)	14
Figure II-7: Dimensions d'une poutre	15
Figure II-8: Les sections des poteaux angle	25

CHAPITRE III : Étude des plancher

Figure III-1: Schéma d'une section en T.....	27
Figure III-2: 1er type de poutrelle à 3 travées.....	28
Figure III-3: Schéma de ferrailage des poutrelles	36
Figure III-4: Schéma de ferrailage de dalle pleine	42

CHAPITRE IV : Étude des éléments non structuraux

Figure IV-1: Schéma statique de l'acrotère.....	42
Figure IV-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère	45
Figure IV-3: Schéma de ferrailage du balcon	49
Figure IV-4: Coupe descriptive d'un escalier	50
Figure IV-5: Schéma statique de la charge appliquée sur la Paillasse et le palier (ELU)	52
Figure IV-6: Schéma statique de la charge appliquée sur la Paillasse et le palier (ELS)	53
Figure IV-7: Disposition des armatures.	55
Figure IV-8: Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELU).....	57
Figure IV-9: Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELS)	57
Figure IV-10: Schéma de ferrailage poutre palier	60
Figure IV-11: Dimensions de l'ascenseur	63
Figure IV-12: Ascenseur électrique	64
Figure IV-13: Le coefficient de sécurité des câbles	66
Figure IV-14: Schéma de la surface d'impact.....	68
Figure IV-15: Schéma de la dalle.....	70

CHAPITRE V : Étude Sismique

Figure V-1: Modèle 3D de la structure	77
Figure V-2: Limites des décrochements en plan	78
Figure V-3: Limites des décrochements en élévation	78
Figure V-4: Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles.....	80
Figure V-5: 1er Disposition des voiles	83
Figure V-6: 2ème Disposition des voiles	84
Figure V-7: Disposition des voiles	85
Figure V-8: Représentation du mode 1 (Direction X).(T=0.73s).....	86
Figure V-9: Représentation du mode 2 (Direction Y)(T=0.64s).....	86
Figure V-10: Représentation du mode 3 (Direction z) (T=0.56s).....	87

CHAPITRE VI : Étude des éléments structuraux

Figure VI-1:Schéma de ferrailage des poutres	98
Figure VI-2:Schéma de ferrailage des poteaux	108
Figure VI-3:Schéma de ferrailage des voiles(Sans y-y).....	117
Figure VI-4:Schéma de ferrailage des voiles(Sans X-X).....	118

CHAPITRE VII : Étude de l'Infrastructure

Figure VII-1: Schéma statique d'un voile périphérique.	120
Figure VII-2: Schéma de la Semelle isolé.	125
Figure VI-3: Schéma de la Semelle filante.	125
Figure VII-4: Distribution des contraintes à l'ELS.....	128
Figure VII-5: Distribution des contraintes à L'ELU	128
Figure VII-6: Distribution des contraintes à ACC	129
Figure VII-7: Distribution des contraintes de cisaillement suivant x-x	130
Figure VII-8: Distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y.....	130
Figure VII-9: Ferrailage du radier	132
Figure VII-10: Ferrailage de la nervure	135

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement

Tableau II-1: Dimensions du panneau de dalle pleine.	13
Tableau II-2: Descente des charges (Plancher terrasse inaccessible).....	13
Tableau II-3: Descente des charges (Plancher étage courant).....	14
Tableau II-4: Descente des charges (Plancher en dalle pleine).....	14
Tableau II-5: Descente des charges (Murs extérieurs).....	15
Tableau II-6: Dimensions des poutres principales.	16
Tableau II-7: Dimensions des poutres secondaires.	16
Tableau II-8: Dégression des surcharges.....	18
Tableau II-9: Les sections des poteaux centraux.....	20
Tableau II-10: Les sections des poteaux rive	22
Tableau II-11: Les sections des poteaux angle.....	24

CHAPITRE III : Étude des plancher

Tableau III-1: Charges et combinaisons des poutrelles.....	28
Tableau III-2: Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU).....	33
Tableau III-3: Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS)	33
Tableau III-4: Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU).....	35
Tableau III-5: Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS)	35
Tableau III-6: Récapitulation des sollicitations de la terrasse.....	41
Tableau III-7: Tableau des charges (terrasse).	30
Tableau III-8: Récapitulation des sollicitations de l'étage courant.....	32
Tableau III-9: Tableau des charges (Etage courant).	35
Tableau III-10: Récapitulation des sollicitations a L'ELU et ELS	38
Tableau III-11: Récapitulation des résultats de ferrailage	40

CHAPITRE IV : Étude des éléments non structuraux

Tableau IV-1: Descente des charges (balcon).....	46
Tableau IV-2: Charge concentrée.....	46
Tableau IV-3: Evaluation des charges de la paillasse	51
Tableau IV-4: Evaluation des charges du palier	51
Tableau IV-5: Combinaison de calcul.....	51
Tableau IV-6: Les sollicitations maximales de l'escalier	54
Tableau IV-7: Sollicitations agissant sur la poutre palière.....	58
Tableau IV-8: Caractéristiques des câbles	67
Tableau IV-9 : Les coefficients et par l'abaque de PIGEAUD	69
Tableau IV_10: Tableau récapitulatif des résultats	71
Tableau IV-11: Tableau des Moments max en travée et en appuis.....	72
Tableau IV-12: Récapitulation des résultats de ferrailage	74

CHAPITRE V : Étude Sismique

Tableau V-1: Les résultats des charges verticales sur les poteaux et voiles	79
Tableau V-2: Valeurs des pénalités P_q	81
Tableau V-3: Résultat dynamique de la première disposition	84
Tableau V-4: Résultat dynamique de la 2 ^{ème} disposition	84
Tableau V-5: Résultat dynamique de la 3 ^{ème} disposition	85
Tableau V-6: Les résultats des excentricités théoriques et additionnelles	87
Tableau V-7: Vérification des déplacements inter-étage suivant x et y	88
Tableau V-8: Vérification de l'effort normal réduit du poteau	89
Tableau V-9: Vérification au renversement selon X	90
Tableau V-10: Vérification au renversement selon Y	90
Tableau V-11: Vérification à l'effet $P-\Delta$ sens X	91
Tableau V-12: Vérification à l'effet $P-\delta$ sens Y	92
Tableau V-13: Les dimensions final de projet	92

CHAPITRE VI : Étude des éléments structuraux

Tableau VI-1: Sollicitations de calcul sur poutre	93
Tableau VI-2: Vérification de la condition non fragilité	94
Tableau VI-3: Ferrailage des poutres principales et secondaires	94
Tableau VI-4: Vérification au cisaillement	96
Tableau VI-5: Vérification de l'état limite de compression du béton	97
Tableau VI-6: Vérification de la flèche	97
Tableau VI-7: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	100
Tableau VI-8: Efforts internes	101
Tableau VI-9: Ferrailages longitudinales des poteaux	105
Tableau VI-10: les armatures transversales des poteaux	106
Tableau VI-11: Vérification de cisaillement	107
Tableau VI-12: Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous	107
Tableau VI-13: Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 01 sens y-y)	109
Tableau VI-14: Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 02 sens x-x)	110

CHAPITRE VII : Étude de l'Infrastructure

Tableau VII-1: Récapitulation des sollicitations a L'ELU et ELS	121
Tableau VII-2: Récapitulation des résultats de ferrailage	123
Tableau VII-3: Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis sens X-X	131
Tableau VII-4: Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis sens Y-Y	131
Tableau VII-5: Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X	132
Tableau VII-6: Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y	132
Tableau VII-7: Ferrailage du radier	132
Tableau VII-8: Les sollicitations de la nervure du radier	133
Tableau VII-9: Calcul du ferrailage des nervures sur le sens X-X	134
Tableau VII-10: Calcul du ferrailage des nervures sur le sens Y-Y	134
Tableau VII-11: Choix des barres des nervures	134

NOTATIONS

- A :Coefficient d'accélération de zone.
- A_t : Aire d'une section d'acier.
- A_t :Section d'armatures transversales.
- B :Aire d'une section de béton.
- \emptyset :Diamètre des armatures transversales ,mode propre.
- φ :Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q :Charged'exploitation.
- R :Forcerésultante.
- γ_s :Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b :Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s :Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} :Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$:Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$:Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u :Contrainte ultime de cisaillement.
- τ :Contrainte tangentielle.
- β :Coefficient de pondération.
- σ_{sol} :Contrainte du sol.
- σ_m :Contrainte moyenne.
- G :Charge permanente.
- ε :Déformation relative.
- V_0 :Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$:Etat limite ultime.
- $E.L.S$:Etat limite service.
- N_{ser} :Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u :Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u :Effort tranchant ultime.
- T :Effort tranchant Période.
- S_i :Espacement.
- λ :Elancement.
- F :Force concentrée.
- f : Flèche.
- f_{adm} : Flèche admissible.
- D :Fiche d'ancrage.
- L :Longueur ou portée.
- L_f :Longueur de flambement.
- W :Poids total de la structure.
- d :Hauteur utile.
- F_e :Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u :Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} :Moment à l'état limite de service.
- M_t :Moment en travée.
- M_a :Moment sur appui.

-
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{vi} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - K : Coefficient de raideur de sol.
 - Y, Y_I : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles L'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation avec commerce qui sera implanté à la wilaya de **Oran**, région classée en zone IIa selon le **RPA99 modifié 2003**.

Cet immeuble est constituée d'un réze de chaussée, 12 étages et un sous-sol.

Le sous-sol est un parking, le réze de chaussée est destiné à l'usage commercial, et les autres étages sont réservés pour l'habitation.

I. 2.1. Les vues en plan

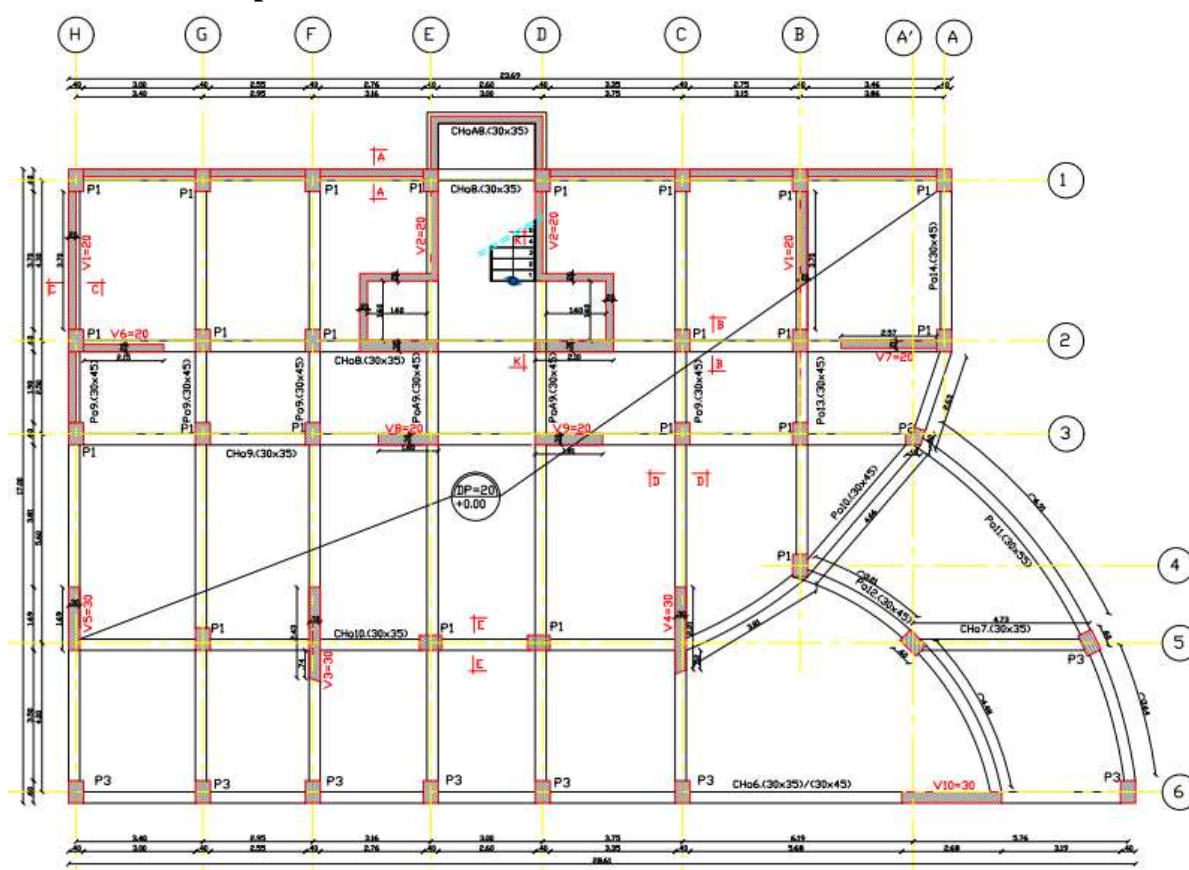


Figure I-1 : vue en plan niveaux RDC de la structure .

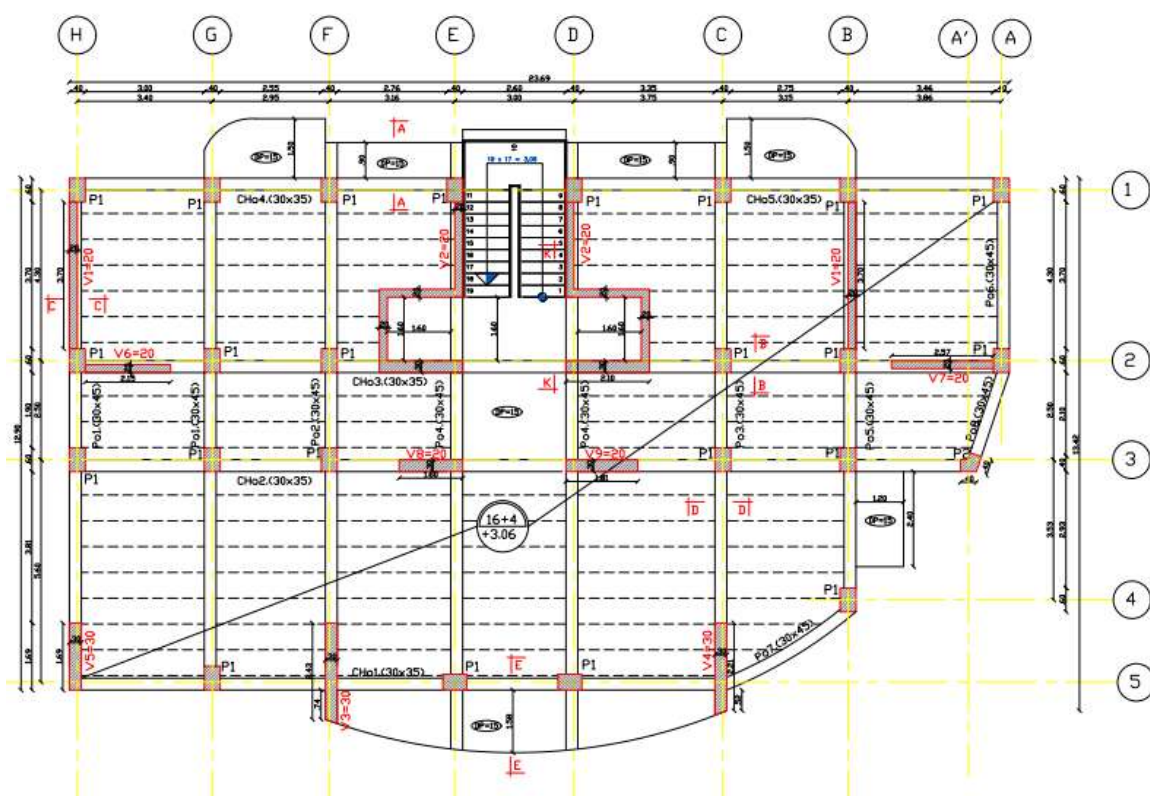


Figure I-2: vue en plan niveaux étage courant de la structure.

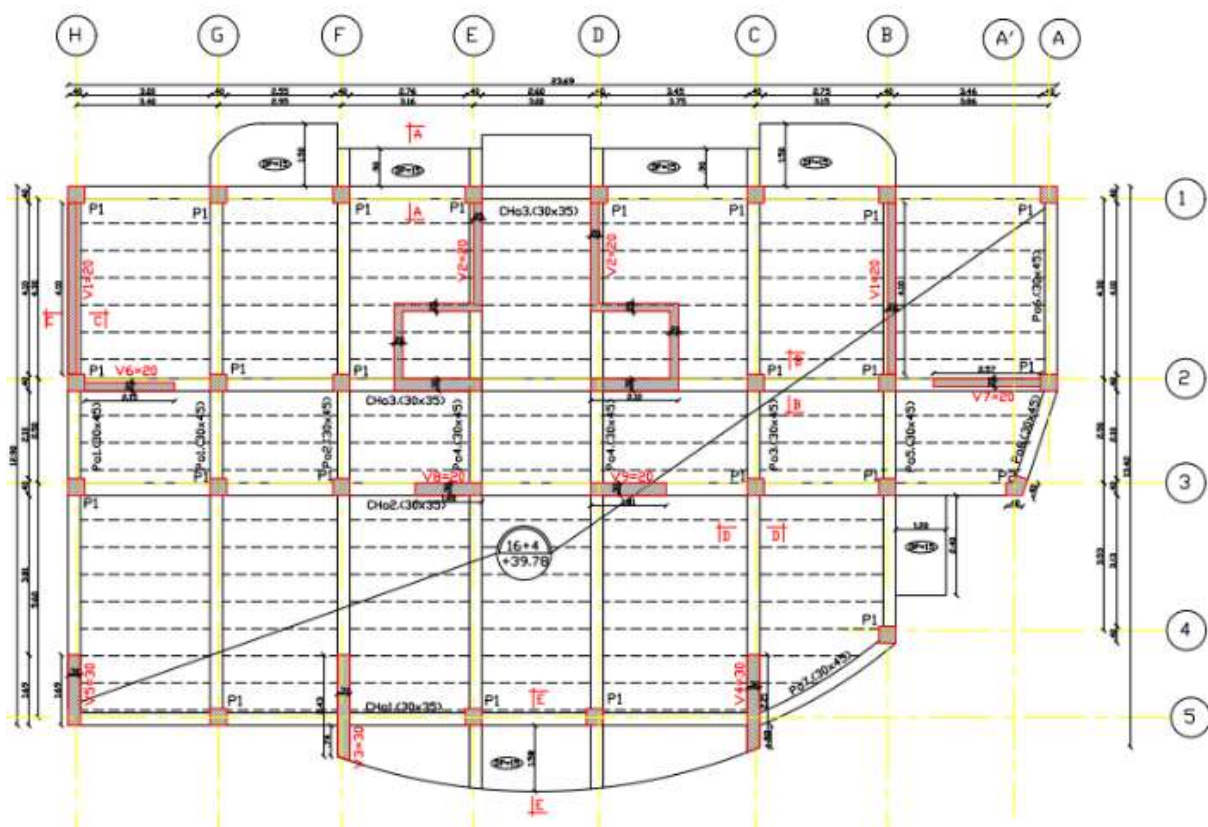


Figure I-3: vue en plan niveaux terrasse de la structure.

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques sont :

❖ **En plan :**

- Longueur du bâtiment $L_x = 23.69\text{m}$
- Largeur du bâtiment $L_y = 17.00\text{m}$

❖ **En élévation :**

- Hauteur du bâtiment $H_t = 39.78\text{m}$
- Hauteur des étages courants..... $H_e = 3.06\text{m}$
- Hauteur du rez-de-chaussée $H_r = 3.06\text{m}$
- Hauteur du sous-sol $H_s = 2.8\text{m}$

I.3. Conception de la structure :

I.3.1. Superstructure :

a) Ossature :

La stabilité de notre structure est assurée par le système mixte, auto-stable (poteaux et poutres) + voiles. Le contreventement est destiné à reprendre les effets dus aux forces statiques et dynamiques respectivement produites par la charge permanente, d'exploitation et le séisme, vent.

b) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les différents niveaux. En ce qui concerne le type de plancher, nous allons utiliser deux types de planchers :

1. **Plancher en dalle pleine :** Pour le sous-sol, le réz de chaussée et les balcons.
2. **Plancher à corps creux :** Pour le reste des étages.

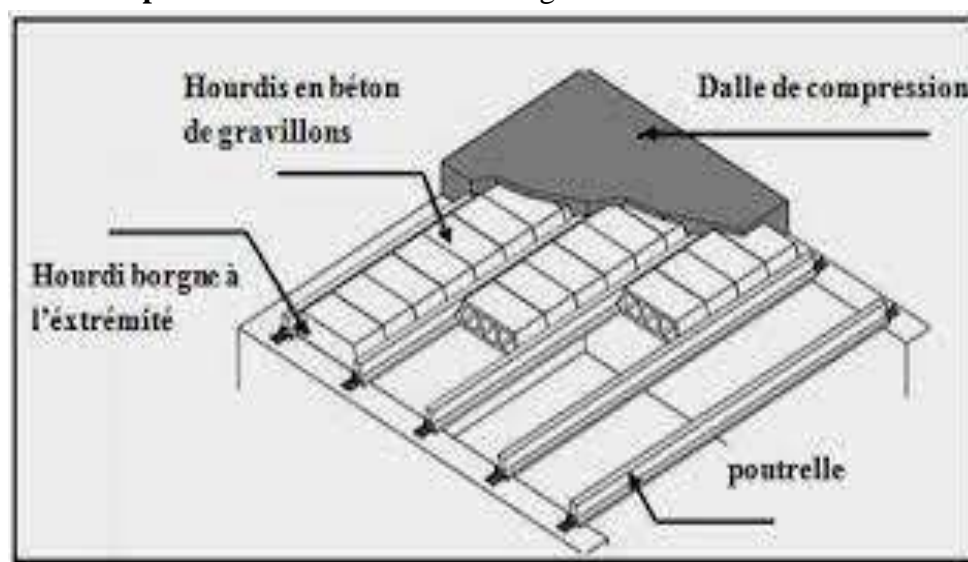


Figure I-4 : Plancher a corps creux.

c) Les Escaliers :

Un escalier est une construction permettant de relier différents niveaux d'un bâtiment.

Il est Constitué d'une succession de marches horizontales et de paliers de repos, permettant à L'utilisateur de monter ou descendre en toute sécurité. Dans le cadre de notre ouvrage, L'escalier reliant le rez-de-chaussée et les autres étages sont équipés de deux volées et d'un seul Palier.

d) Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un ascenseur d'un seul type.

e) La Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en **ALGERIE** est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs:

1. Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15cm et 10cm) d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

2. Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

f) Revêtements :**1. Terrasse :**

- Protection gravillon.
- Forme de pente.
- Etanchéité multicouche.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

2. Étage courant :

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

g) Isolation :

L'isolation thermique et acoustique est assurée par le corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par les âmes d'air entre les deux parois qui compose ce dernier.

h) Balcon :

Il est considéré comme une plaque en béton armé.

i) Acrotère :

Le garde de corps de la terrasse sera réalisé en béton armé dont la hauteur égale à 120 cm.

I.3.2. Infrastructure :

D'après le rapport géotechnique, des caractéristiques spécifiques du sol ont été retenus, à savoir :

- ✓ L'Absence d'une nappe phréatique.
- ✓ Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$.
- ✓ La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $\varphi = 35^\circ$.
- ✓ La contrainte admissible du sol est de 2 bars.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.4.1 Le Béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc....
- La déformation instantanée et surtout différée, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

a) Dosage du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 300 kg/m³ de ciment de classe (classe 42,5).
- 625 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 705 litres de gravier de diamètre 5 à 12,5.
- 80 litres d'eau de gâchage.

b) Résistances mécaniques du béton :

➤ Résistance de béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton : f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 300 kg/m³ de ciment (classe 42,5), la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Le CBA93 préconise :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$

➤ Résistance de béton à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien). La résistance caractéristique à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre étude j = 28 jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

➤ **Les contraintes limites :**

• **Contraintes limites ultime à la compression :**

Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

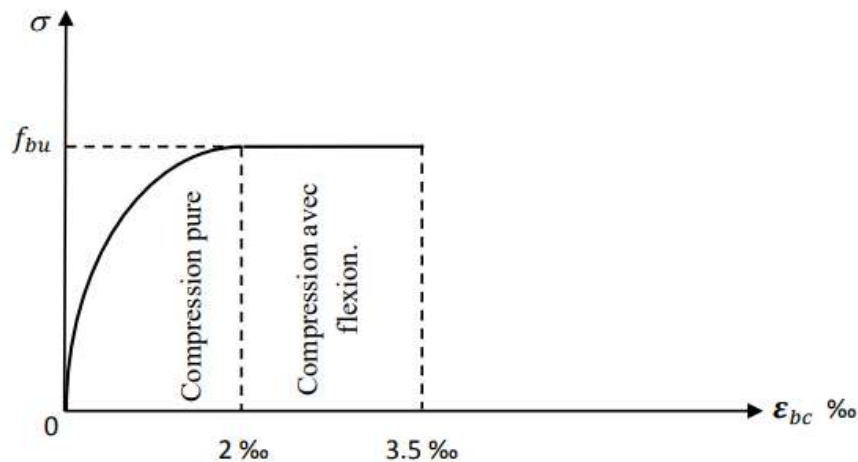


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'E.L.U.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire. $\rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle. $\rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$

• **Contrainte limite de service à la compression :**

Le diagramme des contraintes à l'ELS donné par la loi $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$. Et le suivant :

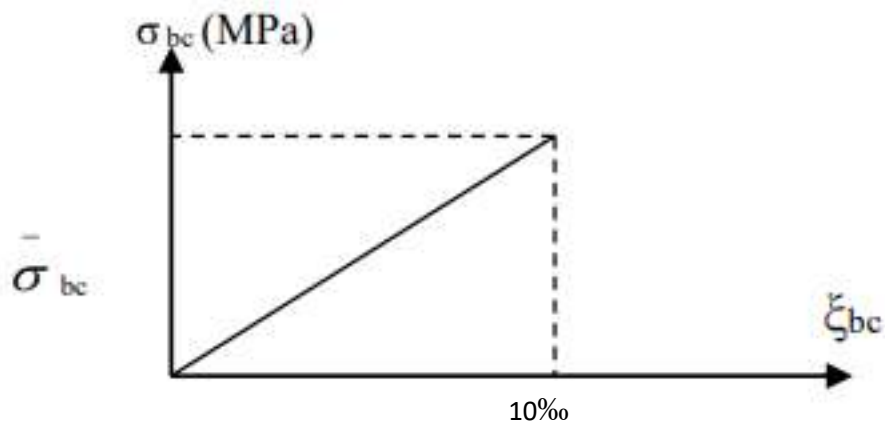


Figure I.6 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS .

Dans notre étude on prend $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa})$ Pour la fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_{adm} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

➤ **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

• **Le module de déformation instantané:**

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad f_{c28} = 25Mpa \rightarrow E_{i28} = 32164.20Mpa$$

• **Le module de déformation différé:**

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad f_{c28} = 25Mpa \rightarrow E_{v28} = 10818.90Mpa$$

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

I.4.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage son rôle est de reprendre les Efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

➤ **Type d'acier :**

Barres à haute adhérence HA \rightarrow FeE400

Treillis soudé \rightarrow FeE400

➤ **Contrainte limite ultime (ELU) :**

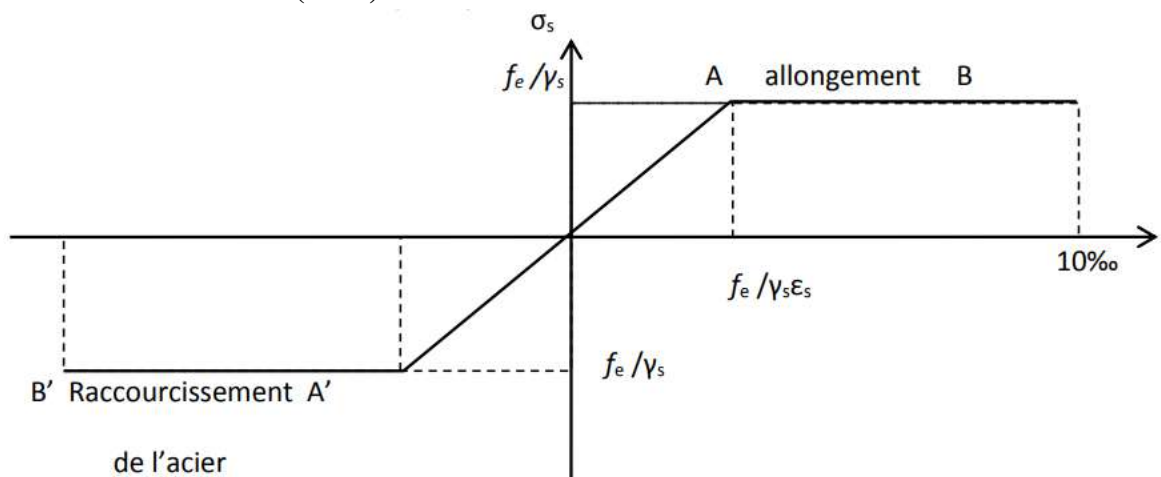


Figure I.7 : Diagramme des contraintes à l'ELS Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = \frac{1.1 f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{aciers ecrouis}$$

γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$\gamma_s = 1.15$ en situation courante

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

➤ **Contrainte limite de service (ELS) :**

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

I.5.Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre es armature acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.
- Allongement de rupture : $\epsilon_s = 10\%$

I.5.1.Sollicitation et Combinaison de calcul :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

- **Etat limite ultime** : D'après le BAEL91
ELU : $1.35G + 1.5Q$
- **Etat limite de service** : D'après le BAEL91
ELS : $G + Q$
- **Situation accidentelle** : D'après le RPA99 version 2003
 $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
 $G + Q \pm 1.2E$

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I.6.Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

CHAPITRE II

PREDEMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

L'évaluation des diverses sections des éléments constitutifs de notre structure tels que les poutres, les poteaux, les voiles, et autres, requiert impérativement une phase de dimensionnement préliminaire, communément appelée pré-dimensionnement.

Cette étape préliminaire de dimensionnement des éléments porteurs d'une structure revêt une importance cruciale dans tout projet de génie civil. Fondée sur le principe de la descente des charges et des surcharges verticales, qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, ainsi que sur les formules empiriques stipulées par les règlements en vigueur, le pré-dimensionnement de ces éléments sera détaillé dans les paragraphes suivants.

II.2. Pré dimensionnement et descente des charges :

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers:

Le pré-dimensionnement des planchers concerne l'ensemble des éléments horizontaux d'une structure de bâtiment qui sont conçus pour supporter les charges d'exploitation ainsi que les charges permanentes telles que les cloisons, les chapes, les revêtements, etc. Ces planchers ont pour fonction de transmettre ces charges sur les éléments porteurs verticaux tels que les poteaux et les voiles.

Il existe deux types de planchers :

- **Entre les étages courants :** On utilise des planchers à corps creux pour répondre aux exigences structurelles.
- **Plancher du sous-sol et rez-de-chaussée :** Ces planchers seront réalisés en dalle pleine en béton armé pour assurer une résistance optimale aux incendies et garantir la sécurité structurelle.

Le pré-dimensionnement des planchers repose sur une analyse approfondie des charges supportées, des spécifications structurales, et des normes en vigueur. Cette étape essentielle garantit que les planchers sont configurés pour offrir une performance structurelle fiable tout en répondant aux critères de sécurité et de fonctionnalité requis pour le bâtiment.

a) Planchers à corps creux :

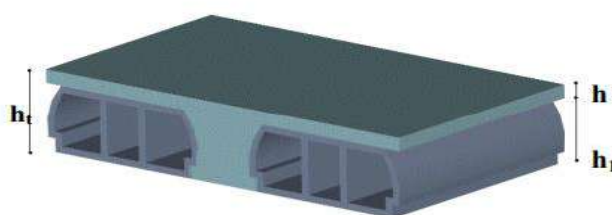


Figure II.1 : Corps Creux.

L'épaisseur du plancher, notée h_t , est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le prédimensionnement, nous utiliserons des formules empiriques visant à limiter la flèche, avec une portée maximale de $L_{max} = 346\text{cm}$. La plus grande portée entre les nus d'appuis dans la direction de disposition des solives est donnée par la formule suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{346}{22.5} = 15.38\text{ cm}$$

Choix : Nous optons pour un plancher à corps creux de 20cm (16+4)

$$h_t = h_1 + h_0 = 16 + 4\text{ (cm)}$$

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression, $h_0 = 4\text{cm}$.

h_1 : Épaisseur de corps creux, $h_1 = 16\text{cm}$

➤ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan.

Dans notre structure on a deux type de plancher (plancher à corps creux) et (plancher en dalle pleine).

$h_t = 20\text{cm}$. : (dalle de compression + corps creux).

$h_1 = 16\text{cm}$: Corps creux.

$h_0 = 4\text{cm}$: Dalle de compression.

• **Détermination de b_0 :**

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t \Rightarrow 0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20 \\ \Rightarrow 8\text{ cm} \leq b_0 \leq 16\text{ cm}$$

Pour des dispositions constructives, on adopte $b_0 = 12\text{cm}$

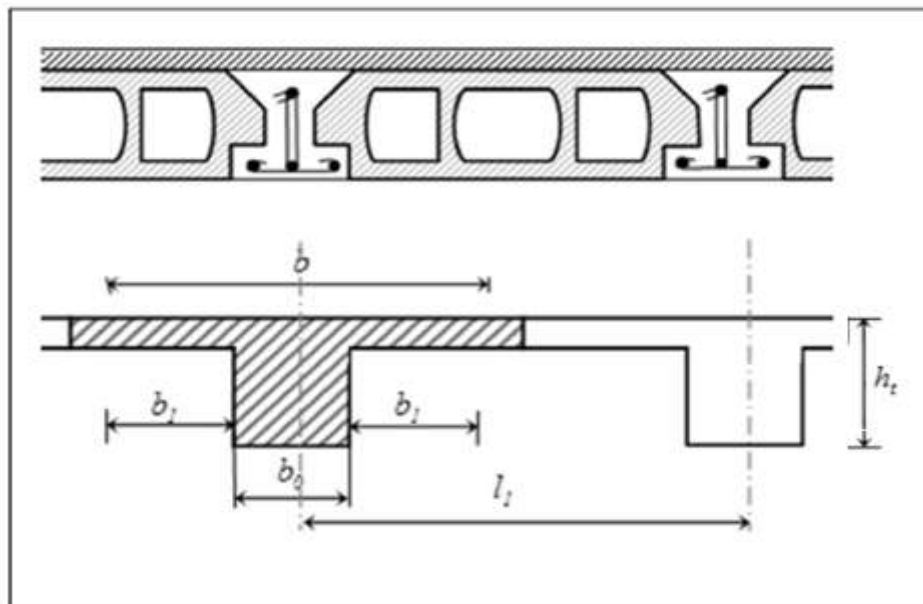


Figure II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.

- **Détermination de b_1 :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

On suppose que :

$$l_1 = 60 \text{ cm} \text{ (distance entre deux axes des deux poutrelles)}$$

L : la portée maximale du chaînage entre nus d'appuis.

$$L = 346 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1 - b_0}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ \frac{346}{10} = 34.6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b = 60 \text{ cm}$$

b) **Plancher en dalle pleine:**

Le dimensionnement des dalles pleines doit satisfaire au règlement imposé par RPA 99/Version 2003 ou on doit respecter:

➤ **Condition de résistance à la flexion (BAEL 91):**

- Cas d'une dalle portant dans un seul sens l_x .

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{l_x}{20} \text{ panneau isolé} \\ h \geq \frac{l_x}{25} \text{ panneau continue} \end{array} \right.$$

- Cas d'une dalle portant dans deux sens $l_x ; l_y$

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{l_x}{30} \text{ panneau isolé} \\ h \geq \frac{l_x}{40} \text{ panneau continue} \end{array} \right.$$

Avec l_x et l_y sont respectivement la plus petite et la plus grande dimension du panneau de la dalle pleine.

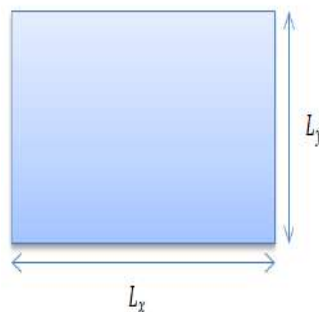


Figure II.3 : Schéma d'un panneau de dalle pleine.

On illustre le pré dimensionnement du panneau le plus sollicité dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Dimensions du panneau de dalle pleine.

l_x (cm)	l_y (cm)	α	$h \geq \frac{l_x}{40}$ (cm)
350	568	0.62	8.75

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,62 \Rightarrow \text{Dalle travaille dans deux sens et donc repose sur 4 cotés.}$$

➤ **Résistance au feu :**

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est :

$h = 7$ cm \Rightarrow pour une heure de coup de feu.

$h = 11$ cm \Rightarrow pour deux heures de coup de feu.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en ALGERIE, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à h : 20cm

II.2.2.Descente des charges :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes (G).
- Les charges d'exploitation (Q).

II.2.2.1.Charges permanentes :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments de l'ouvrage, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituant.

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

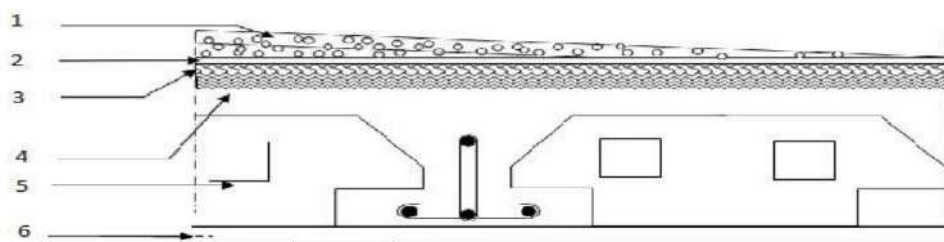


Figure II.4: Terrasse inaccessible (plancher terrasse).

Tableau II.2 : Descente des charges (Plancher terrasse inaccessible)

N°	Désignations	E_p (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Gravillon de protection roulé.	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouche.	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton léger.	1	20	2
4	Isolation thermique en liège.	4	4	0.16
5	Plancher à corps creux.	(16+4)		2.80
6	Enduit en plâtre.	2	10	0.20
Total Charge permanente (G)				6.13

❖ Plancher étage courant :

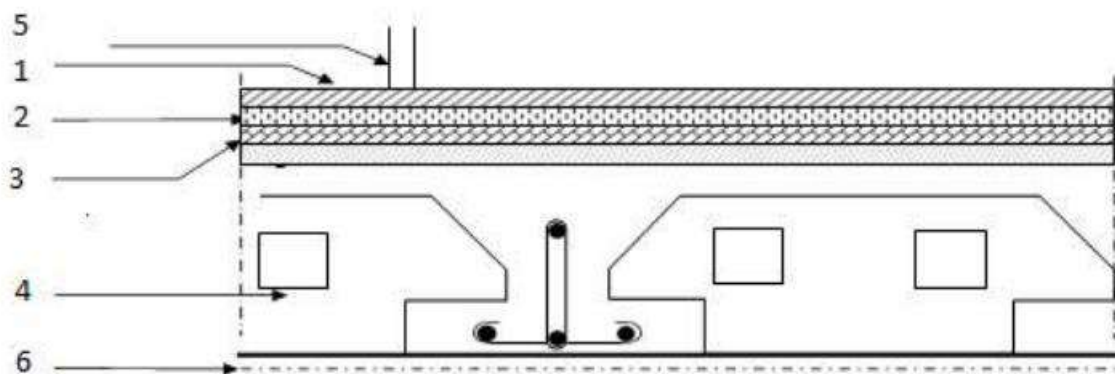


Figure II.5: Plancher étage courant

Tableau. II.3: Descente des charges (Plancher étage courant)

N°	Désignations	$E_p(m)$	Masse volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps	(0.16+0.04)	...	2.80
5	Cloisons	0.1	...	1
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total Charge permanente (G)				5.20

❖ Plancher en dalle pleine :

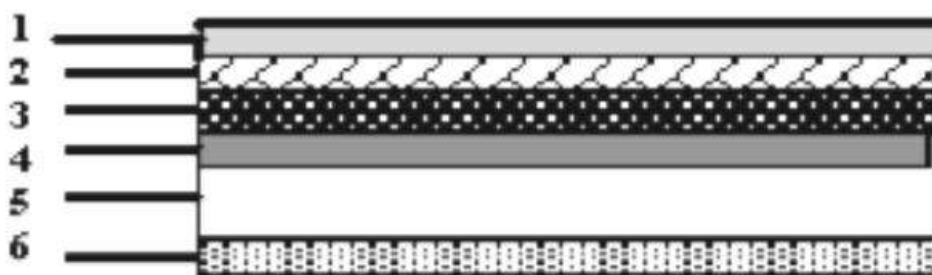


Figure II.6 : Description des composantes de la charge (dalle pleine)

Tableau. II.4 : Descente des charges (Plancher en dalle pleine)

N°	Désignations	$E_p(m)$	Masse volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment.	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Cloisons	0.1	...	1
5	Plancher en dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit en plâtre.	0.02	10	0.20
Total Charge permanente (G)				7.40

❖ Murs extérieurs :

Tableau. II.5: Descente des charges (Murs extérieurs)

N°	Désignations	$E_p(m)$	Poids (KN/m^2)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.36
2	Briques creuses	0.15	1.3
3	Briques creuses	0.10	0.9
4	Enduit intérieure en plâtre	0.02	0.20
Total Charge permanente (G)			2.76

II.2.2.2.Charge d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux.

- Une terrasse inaccessible: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher d'étage courant (habitation): $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher RDC (commerce) : $Q = 5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher Sous-sol (parking) : $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

Dans notre construction on utilise deux types des planchers :

- Plancher à corps creux pour les étages courants.
- Plancher à dalle pleine pour sous-sol.

II.2.3. Pré dimensionnement des poutres :

Suivant le règlement BAEL91 (béton armé aux états limites) le dimensionnement des poutres doit satisfaire aux conditions de la flèche tel que :

- b : la largeur de la poutre
- h : la hauteur de la poutre
- L : la longueur de la poutre entre nus si les dimensions des appuis sont connues.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Et selon les conditions imposées par le RPA99 modifié 2003(règlements parasismiques Algériennes). Les dimensions des poutres doivent aussi vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$

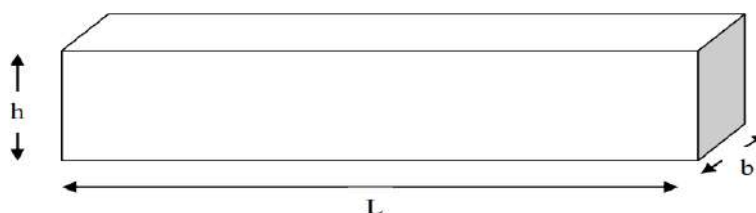


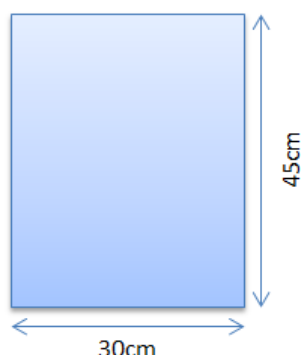
Figure II.7 : Dimensions d'une poutre

a) Poutres Principales (P.P) :

Tableau II.6 : Dimensions des poutres principales.

L max (cm)	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} (cm)$	h (cm) adopté par justification	b (cm)
500	$33.33 \leq h \leq 50$	45	30

Choix : Nous optons pour une poutre principale (PP) : $(b \times h) cm^2 = (30 \times 45) cm^2$



b) Poutre secondaire (P.S) :

Tableau II.7 : Dimensions des poutres secondaires.

L max (cm)	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} (cm)$	h (cm) adopté par justification	b (cm)
346	$23.07 \leq h \leq 34.6$	35	30

Choix : Nous optons pour une poutre secondaire (PS) : $(b \times h) cm^2 = (30 \times 35) cm^2$



Le choix est convenable aux conditions de Règlement Parasismique Algérienne.

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $h/b \leq 4$

Les trois conditions sont vérifiées soit pour les poutres principales ou les poutres secondaires.

II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure vers un autre élément porteur, ou à la fondation.

Le pré dimensionnement s'effectue selon le cas le plus défavorable c'est le cas de la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre.

Critère de résistance d'après le **BAEL 91**.

$$B_r \geq k\beta N_u / \left(\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \sigma_{st} A}{B_r} \right)$$

D'après les règles de BAEL 91 on prend $A/B_r = 1\%$.

B_r : section réduite de béton $B_r = (b - 0,02)(a - 0,02)$.

θ : facteur de durée d'application des charges $\theta = 1$ (lorsque le durée est ≥ 24 h).

K : facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les surcharges étant appliquées généralement après 90 jours donc $K=1$

$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$ avec $\lambda = 35$ on trouve $\beta = 1.2$

β : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

f_{bu} : Contrainte limite ultime de béton égale à 14,17MPa.

σ_{st} : Contrainte limite ultime d'acier égale à 348MPa.

$$\text{Donc : } B_r \geq \frac{1 \times 1.2 N_u}{1 \times \frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times 0.01 \times 348} \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$$

$B_r \geq 0.064 N_u$ avec : N_u en (kN)

A partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

- N_u : l'effort normal ultime.
- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.

II.2.4.1. Dégression des charges d'exploitation :

La règle de dégression donnée par les règlements « DTR B.C.2.2 » qui recommandent d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante.

Tableau II.8 : dégression des surcharges.

Niveaux	Q	La valeur des charges	Σ Charges d'exploitations	Σ Des charges d'exploitations
Terrasse	Q_0	1.00	Q_0	1
11 ^{ème} étage	Q_1	1.50	$Q_0 + Q_1$	2.5
10 ^{ème} étage	Q_2	1.50	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85
9 ^{ème} étage	Q_3	1.50	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
8 ^{ème} étage	Q_4	1.50	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
7 ^{ème} étage	Q_5	1.50	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
6 ^{ème} étage	Q_6	1.50	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
5 ^{ème} étage	Q_7	1.50	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.45
4 ^{ème} étage	Q_8	1.50	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.28
3 ^{ème} étage	Q_9	1.50	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10.05
2 ^{ème} étage	Q_{10}	1.50	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	10.75
1 ^{ème} étage	Q_{11}	1.50	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	11.56
RDC	Q_{12}	5.00	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$	12.34
Sous Sol	Q_{13}	5.00	$Q_0 + 0.70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$	15.26

Soit Q_0 La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_0 + Q_2 + \dots + Q_n$: Les charges d'exploitation respectifs des planchers des étages 1, 2, 3... , n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Terrasse Q_0

11^{ème} étage $Q_0 + Q_1$

10^{ème} étage $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

9^{ème} étage $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 8^{ème} étage $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous-Sol..... $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

- ✓ $Q_0 = 1 \text{ kn/m}^2$ Terrasse inaccessible.
- ✓ $Q_1 \dots Q_{12} = 1.5 \text{ kn/m}^2$ Habitation .
- ✓ $Q_{14} = 5 \text{ kn/m}^2$ Commerce.
- ✓ $Q_{14} = 5 \text{ kn/m}^2$ parking.

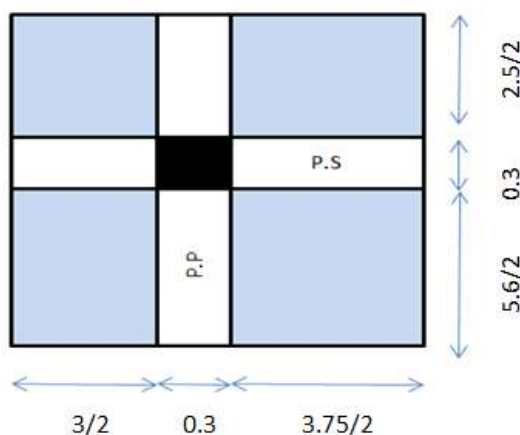
II.2.4.2. Exemple de calcul :

➤ Pré-dimensionnement du poteau le plus sollicité:

Le poteau le plus sollicité C-3 est celui qui supporte de charges réparties sur une surface S comme le montre la figure.

• La Surface afférente :

$$S_{aff} = \left(\frac{5.60}{2} + \frac{2.50}{2} \right) \times \left(\frac{3.75}{2} + \frac{3}{2} \right) = 13.69 \text{ m}^2$$



• Les longueurs afférentes :

$$L_{aff pp} = \frac{5.60}{2} + \frac{2.50}{2} = 4.05 \text{ m}$$

$$L_{aff ps} = \frac{3.75}{2} + \frac{3}{2} = 3.375 \text{ m}$$

• La charge Permanent :

➤ Poteau de: terrasse

- Poids du plancher : $6.13 \times 13.69 = 83.92 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale : $0.3 \times 0.45 \times 25 \times 4.05 = 13.67KN$
- Poids de la poutre secondaire : $0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.375 = 8.86KN$

$$G_{12} = 106.45KN$$

$$N_{u,12} = 1.35G_{12} + 1.5Q_{12} \Rightarrow N_{u,12} = 1.35 \times 106.45 + 1.5 \times 13.69$$

$$\Rightarrow N_{u,12} = 164.24KN$$

$$B_{r,12} \geq 0.64N_{u,12} \Rightarrow B_r \geq 0.64 \times 164.24 = 105.11 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \geq 105.11 \text{ cm}^2$$

Avec : $a=b$

$$\text{Donc : } a = \sqrt{105.12} + 2$$

$$a=12.25 \text{ cm}$$

\Rightarrow Donc on prend une section de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

➤ **Poteau de l'étage 11^{ème} :**

- $G_{12} = 106.45KN$
- Poids du plancher : $5.2 \times 13.69 = 71.19 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale : $0.3 \times 0.45 \times 25 \times 4.05 = 13.67KN$
- Poids de la poutre secondaire $0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.375 = 8.86KN$
- Poids de poteau : $0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 12.24KN$

$$G_{11} = 212.41KN$$

$$N_{u,12} = 1.35G_{12} + 1.5Q_{12}$$

$$\Rightarrow N_{u,12} = 1.35 \times 212.41 + 1.5 \times 34.23$$

$$\Rightarrow N_{u,12} = 338.09KN$$

$$B_{r,12} \geq 0.064N_{u,12}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0.64 \times 338.09 = 216.38 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow B_r = (a - 2)(b - 2) \geq 216.38 \text{ cm}^2$$

Avec : $a=b$

$$\text{Donc : } a = \sqrt{216.38} + 2$$

$$a=16.71 \text{ cm}$$

\Rightarrow Donc on prend une section de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

Tableau II.9 : les sections des poteaux centraux.

Niveau	$Q_{cum} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	$G_{cum} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	N_u (kN)	B_r (cm ²)	a (cm)	b (cm)	Section (cm ²)
12 ^{ème}	13.69	106.45	164.243	105.115	12.253	12.253	(40 × 40)
11 ^{ème}	34.23	212.406	338.093	216.38	16.71	16.71	(40 × 40)
10 ^{ème}	52.71	318.362	508.854	325.667	20.046	20.046	(40 × 40)
09 ^{ème}	69.13	424.318	676.525	432.976	22.808	22.808	(40 × 40)
08 ^{ème}	83.51	530.274	841.136	538.327	25.202	25.202	(40 × 40)
07 ^{ème}	95.83	636.231	1002.656	641.7	25	29.9	(40 × 50)
06 ^{ème}	106.1	745.247	1165.233	745.749	25	34.424	(40 × 50)
05 ^{ème}	115.68	854.263	1326.775	849.136	25	38.919	(40 × 50)
04 ^{ème}	127.04	963.279	1490.987	954.231	25	43.488	(40 × 50)
03 ^{ème}	137.58	1072.295	1653.968	1058.54	25	48.023	(40 × 60)
02 ^{ème}	147.17	1184.371	1819.656	1164.58	30	43.592	(40 × 60)
01 ^{er}	158.26	1296.447	1987.594	1272.060	30	47.431	(40 × 60)
RDC	168.93	1408.524	2154.902	1379.137	30	51.254	(40 × 60)
S Sol	208.91	1550.718	2406.834	1540.374	30	57.013	(50 × 70)

❖ Vérification RPA99 : zone II_a

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

a) Poteau 40 x 40 :

$$\min(40; 40) = 40cm \geq 25cm \dots\dots\dots C.V.$$

$$\min(40; 40) = 40cm \geq \frac{306-45}{20} = 13.05cm \dots\dots\dots C.V.$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots C.V.$$

b) Poteau 40 x 50 :

$$\min(40; 50) = 40cm \geq 25cm \dots\dots\dots C.V.$$

$$\min(40; 50) = 40cm \geq \frac{306-45}{20} = 13.05cm \dots\dots\dots C.V.$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{50} = 0.8 \leq 4 \dots\dots\dots C.V.$$

c) Poteau 40 x 60 :

$$\min(40; 60) = 40cm \geq 25cm \dots\dots\dots C.V.$$

$$\min(40; 60) = 40cm \geq \frac{306-45}{20} = 13.05cm \dots\dots\dots C.V.$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{60} = 0.66 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

D) Poteau 50 x 70 :

$$\min(50; 70) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

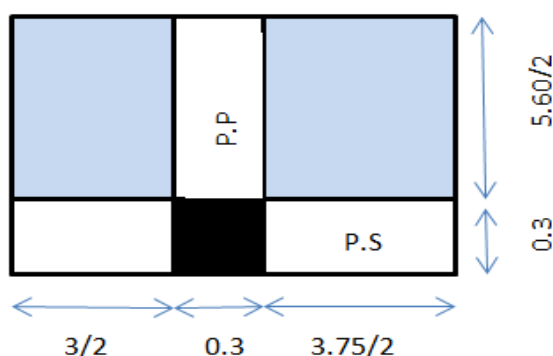
$$\min(50; 70) = 50\text{cm} \geq \frac{280-45}{20} = 11.75\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{50}{70} = 0.71 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

➤ Pré-dimensionnement du poteau de rive :

• La Surface afférente :

$$S_{aff} = \left(\frac{5.60}{2}\right) \times \left(\frac{3.75}{2} + \frac{3}{2}\right) = 9.45 \text{ m}^2$$



• Les longueurs afférentes :

$$L_{aff\ pp} = \frac{5.60}{2} = 2.8 \text{ m}$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{3.75}{2} + \frac{3}{2} = 3.375 \text{ m}$$

Tableau II.10: les sections des poteaux rive :

Niveau	$Q_{cum} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	$G_{cum} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	N_u (kN)	B_r (cm ²)	a (cm)	b (cm)	Section (cm ²)
12 ^{ème}	9.45	76.238	117.096	74.942	10.657	10.657	(30 × 30)
11 ^{ème}	23.625	179.0723	277.185	177.398	15.319	15.319	(30 × 30)
10 ^{ème}	36.3825	281.9066	435.148	278.495	18.688	18.688	(30 × 30)
9 ^{ème}	47.7225	384.741	590.984	378.23	21.448	21.448	(30 × 30)
8 ^{ème}	57.645	487.5754	744.694	476.604	23.831	23.831	(30 × 30)
7 ^{ème}	66.15	590.4098	896.278	573.618	20	33.868	(30 × 35)
6 ^{ème}	73.2375	694.3916	1047.285	670.262	25	31.142	(30 × 35)
5 ^{ème}	79.8525	798.3735	1197.583	766.453	25	35.324	(30 × 40)
4 ^{ème}	87.696	903.5029	1351.273	864.815	25	39.601	(30 × 40)
3 ^{ème}	94.9725	1008.632	1504.112	962.632	25	43.854	(35 × 45)
2 ^{ème}	101.5875	1116.63	1659.832	1062.293	30	39.939	(35 × 45)
1 ^{er}	109.242	1224.629	1817.111	1162.951	30	43.534	(35 × 45)
RDC	116.613	1332.627	1973.965	1263.338	35	40.283	(35 × 45)
S SOL	144.207	1464.092	2192.835	1403.414	35	44.528	(35 × 45)

❖ Vérification RPA99 :zone II

a) Poteau 30 x 30 :

$$\min(30; 30) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\min(30; 30) = 30\text{cm} \geq \frac{306-45}{20} = 13.05\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

b) Poteau 30 x 35 :

$$\min(30; 35) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\min(30; 35) = 30\text{cm} \geq \frac{306-45}{20} = 13.05\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{35} = 0.86 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

c) Poteau 30 x 40 :

$$\min(30; 40) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\min(30; 40) = 30\text{cm} \geq \frac{306-45}{20} = 13.05\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{40} = 0.75 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

D) Poteau 35 x 45 :

$$\min(35; 45) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\min(35; 45) = 35\text{cm} \geq \frac{306-45}{20} = 13.05\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{45} = 0.78 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

E) Poteau 35 x 55 :

$$\min(35; 55) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\min(35; 55) = 35\text{cm} \geq \frac{280-45}{20} = 11.75\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{55} = 0.64 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

➤ Pré-dimensionnement du poteau angle :

• La Surface afférente :

$$\left(\frac{5.60}{2}\right) \times \left(\frac{3.4}{2}\right) = 4.76 \text{ m}^2$$

• Les longueurs afférentes :

$$L_{aff\ pp} = \frac{5.60}{2} = 2.8 \text{ m}$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{3.4}{2} = 1.7 \text{ m}$$

Tableau II.11 : les sections des poteaux angle :

Niveau	$Q_{cum} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	$G_{cum} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	N_u (kN)	B_r (cm ²)	a (cm)	b (cm)	Section (cm ²)
12 ^{ème}	4.76	43.091	65.313	41.8	8.465	8.465	(30 × 30)
11 ^{ème}	11.9	126.651	188.829	120.85	12.993	12.993	(30 × 30)
10 ^{ème}	18.326	210.21	311.273	199.215	16.114	16.114	(30 × 30)
9 ^{ème}	24.038	293.77	432.646	276.894	18.640	18.640	(30 × 30)
8 ^{ème}	29.036	377.329	552.949	353.887	20.812	20.812	(30 × 30)
7 ^{ème}	33.32	460.89	672.18	430.195	20	25.9	(30 × 35)
6 ^{ème}	36.89	545.596	791.889	506.809	20	30.156	(30 × 35)
5 ^{ème}	40.222	630.303	911.242	583.195	20	34.4	(30 × 35)
4 ^{ème}	44.173	715.01	1031.522	660.174	25	30.703	(30 × 35)
3 ^{ème}	47.838	799.717	1151.375	736.88	25	34.038	(30 × 35)
2 ^{ème}	51.17	884.424	1270.727	813.265	25	37.359	(30 × 40)
1 ^{er}	55.026	970.278	1392.414	891.145	30	33.827	(30 × 40)
RDC	58.738	1056.133	1513.887	968.888	30	36.603	(35 × 40)
S SOL	72.638	1153.989	1666.842	1066.779	30	40.099	(35 × 45)

❖ Vérification RPA99 :zone II

a) Poteau 35 x 40 :

$$\min(35; 40) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\min(35; 40) = 35\text{cm} \geq \frac{306-45}{20} = 13.05\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{40} = 0.88 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

b) Poteau 35 x 45 :

$$\min(35; 45) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\min(35; 45) = 35\text{cm} \geq \frac{280-45}{20} = 11.75\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{45} = 0.78 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

II.2.5. Pré-dimensionnement des voiles :

II.2.5.1. Voiles du contreventement :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé doit être justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

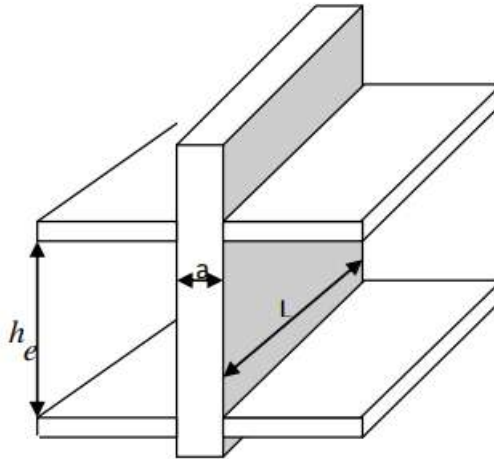


Figure II.8 : Coupe du voile en élévation.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées :

$$a \geq \max\left\{\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right\}$$

Dans notre cas :

Pour le RDC et les étages courants :

$$h_e = 306 - 45 = 261\text{cm}$$

$$a \geq \max\left\{\frac{261}{20}; 15\text{cm}\right\} \Rightarrow a \geq \max\{13.05\text{cm}; 15\text{cm}\}$$

$$\Rightarrow a \geq 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow a = 20\text{cm}$$

II.2.5.2. Voiles périphériques du sous-sol :

Les ossatures aux niveaux de base formées de poteau court doivent comporter un

Voile périphérique contenu entre le niveau des fondations (semelles, radié...) et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- $a_p \geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- De plus l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e .

$$a_p \geq \max\left\{\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right\}$$

$$h_e = 280 - 45 = 235\text{cm}$$

$$a_p \geq \max\left\{\frac{235}{20}; 15cm\right\} \Rightarrow a_p \geq \max\{11.75cm; 15cm\}$$
$$\Rightarrow a_p \geq 15cm$$
$$\Rightarrow a_p = 20 cm$$

II.3.Conclusion :

Après avoir accompli le pré dimensionnement des éléments structuraux et effectuer les vérifications nécessaire nous avons retenu les sections suivantes :

Poutres principales $(30 \times 45)cm^2$

Poutres secondaires $(30 \times 35)cm^2$

Les Poteaux :

Sous-sol $(50 \times 70)cm^2$

RDC jusqu'au 3^{ème} étage $(40 \times 60)cm^2$

4^{ème} jusqu'au 7^{ème} étage $(40 \times 50)cm^2$

8^{ème} jusqu'au 12^{ème} étage $(40 \times 40)cm^2$

Epaisseur des Voiles égal à : 20 cm

CHAPITRE III

ETUDE DU PLANCHER

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales et qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges.
- ✓ Permettre une isolation thermique.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers dans notre structure sont réalisés en :

- ✓ Dalle à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

III.2. Plancher à corps creux:

Ce type de plancher est composé d'un corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur $(16 + 4)$ cm. Les poutrelles ont une section en (T)

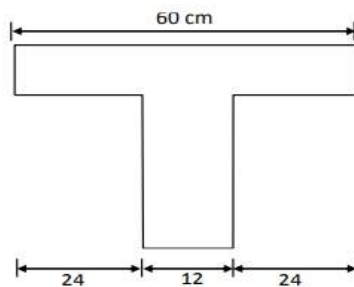


Figure III-1: Schéma d'une section en T.

III.2.1. Etude du poutrelle[CBA93/B.6.2,20] :

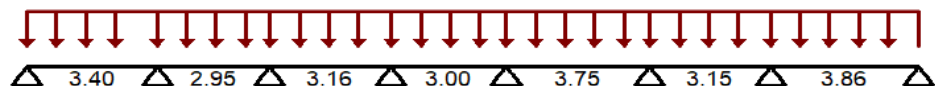
Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires :

- ✓ Méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [BAEL 91 Ar99/B.6.2,21].
- ✓ Méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée [BAEL 91 Ar 99/B.6.2,22].

III.2.2. Les différents types des poutrelles :

❖ terrasse :

Type 01 :

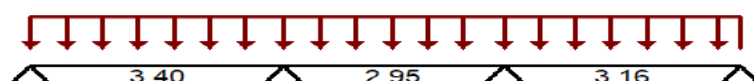


Type 02 :

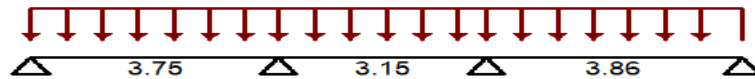


❖ étage courant :

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



III.2.2.1. Méthode des trois moments :

La méthode des trois moments s'applique aux systèmes dits poutres continues. On suppose que l'effet de l'effort tranchant est négligé

- ❖ **Principe de la méthode des trois moments :** Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres continues. C'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis. Il existe plusieurs façons pour déterminer le degré d'hyperstaticité :

Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires.

$$DH = n_a - 2$$

Ou bien :

Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires.

a) Combinaisons fondamentales:

- **Etat limite ultime (ELU):** $q_u = (1.35G + 1.5Q)b$
- **Etat limite de service (ELS):** $q_{ser} = (G + Q)b$

b) Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Tableau III-1 : Charges et combinaisons des poutrelles.

Type de plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
Terrasse	6.13	1	0.60	5.87	4.28
les étages courant	5.2	1.5	0.60	5.56	4.02

III.2.2.2. Exemple de calcul (plancher étage courant) :

Type 01 :

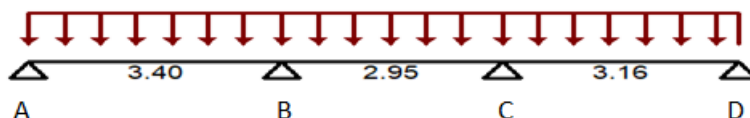


Figure III-2 : 1er type de poutrelle à 3 travées.

Degré de hyperstaticité :

$$DH = 4 - 2 = 2 \text{ fois hyperstatcité } (M_B; M_C)$$

ELU :

Avec :

$$M_A = 0.2M_{0AB} = 0.2 \times 8.034 = 1.61 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2M_{0CD} = 0.2 \times 6.94 = 1.39 \text{ KN.m}$$

Tel que :

$$M_{0AB} = \frac{q_u L_1^2}{8} = \frac{5.56 \times 3.4^2}{8} = 8.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u L_3^2}{8} = \frac{5.56 \times 3.16^2}{8} = 6.94 \text{ kN.m}$$

Appui B : $L_{AB} \cdot M_A + 2(L_{AB} + L_{BC})M_B + L_{BC}M_C + 6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = 0$

$$6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = \frac{q_u}{4}(L_{AB}^3 + L_{BC}^3) = \frac{5.56}{4}(3.4^3 + 2.95^3) = 90.32$$

$$3.4 \times 1.61 + 2(3.4 + 2.95)M_B + 2.95M_C + 90.32 = 0$$

$$12.7M_B + 2.95M_C + 95.79 = 0 \dots \dots (1)$$

Appui C : $L_{BC} \cdot M_B + 2(L_{BC} + L_{CD})M_C + L_{CD}M_D + 6EI(\theta_C^g + \theta_C^d) = 0$

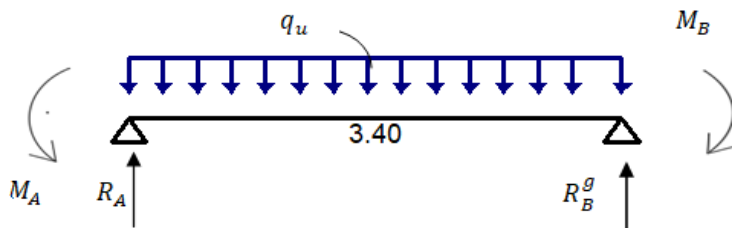
$$6EI(\theta_C^g + \theta_C^d) = \frac{q_u}{4}(L_{BC}^3 + L_{CD}^3) = \frac{5.56}{4}(2.95^3 + 3.16^3) = 79.55$$

$$2.95M_B + 2(2.95 + 3.16)M_C + 3.16 \times 1.39 + 79.55 = 0$$

$$2.95M_B + 12.22M_C + 83.94 = 0 \dots \dots (2)$$

Donc : $M_B = -6.30 \text{ KN.m}$ et $M_C = -5.35 \text{ KN.m}$

Travée A-B :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B^g = 18.90 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -M_A + M_B - L_{AB} \cdot R_B^g + \frac{q_u \times L_{AB}^2}{2} = 0$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -1.61 + 6.30 - 3.4R_B^g + \frac{5.56 \times 3.4^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_B^g = 10.83 \text{ KN}$$

$$R_A = 8.07 \text{ KN}$$

Coup 1-1 : $0 \leq x \leq 3.4$ m

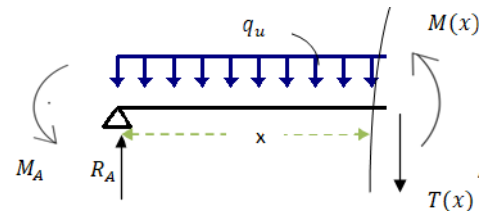
$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{q_u}{2}x^2 + R_A x - M_A$$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{5.56}{2}x^2 + 8.07x - 1.61$$

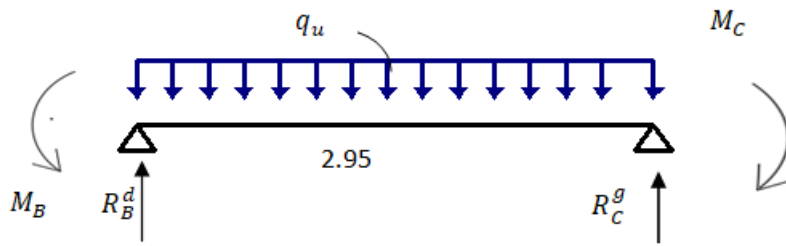
$$T(x) = -5.56x + 8.07 ; \begin{cases} T(0) = 8.07 \text{ KN} \\ T(3.4) = -10.83 \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.45 \text{ m}$$

Donc $M_t^{AB} = M(1.45) = 4.25 \text{ KN.m}$



Travée B-C :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_B^d + R_C^g = 16.40 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow M_C - M_B - L_{BC} \cdot R_C^g + \frac{q_u \times L_{BC}^2}{2} = 0$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 5.35 - 6.30 - 2.95 R_C^g + \frac{5.56 \times 2.95^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_C^g = 7.87 \text{ KN}$$

$$R_B^d = 8.53 \text{ KN}$$

Coup 1-1 : $0 \leq x \leq 2.95 \text{ m}$

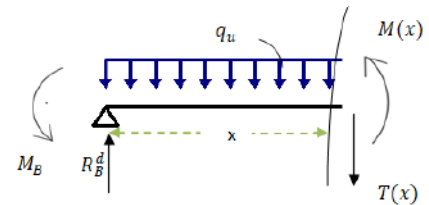
$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{q_u}{2} x^2 + R_B^d x - M_B$$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{5.56}{2} x^2 + 8.53x - 6.3$$

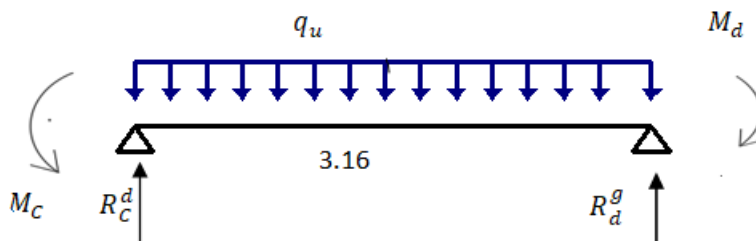
$$T(x) = -5.56x + 8.53 ; \begin{cases} T(0) = 8.53 \text{ KN} \\ T(2.95) = -7.87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.42 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_t^{BC} = M(1.42) = 0.21 \text{ KN.m}$$



Travée C-D :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_C^d + R_D^g = 17.58 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow M_D - M_C - L_{CD} \cdot R_D^g + \frac{q_u \times L_{CD}^2}{2} = 0$$

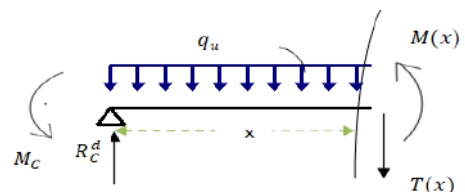
$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 1.39 - 5.35 - 3.16 R_D^g + \frac{5.56 \times 3.16^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_D^g = 7.53 \text{ KN}$$

$$R_C^d = 10.05 \text{ KN}$$

Coup 1-1 : $0 \leq x \leq 3.16 \text{ m}$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{q_u}{2} x^2 + R_C^d x - M_C$$



$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{5.56}{2}x^2 + 10.05x - 5.35$$

$$T(x) = -5.56x + 10.05 ; \begin{cases} T(0) = 10.05 \text{ KN} \\ T(3.16) = -7.53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_t^{CD} = M(1.35) = 3.15 \text{ KN.m}$$

ELS :

Avec :

$$M_{0AB} = \frac{q_s L_1^2}{8} = \frac{4.02 \times 3.4^2}{8} = 5.809 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_s L_3^2}{8} = \frac{4.02 \times 3.16^2}{8} = 5.018 \text{ kN.m}$$

Tel que :

$$M_A = 0.2M_{0AB} = 0.2 \times 5.809 = 1.16 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2M_{0CD} = 0.2 \times 5.018 = 1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui B : } L_{AB} \cdot M_A + 2(L_{AB} + L_{BC})M_B + L_{BC}M_C + 6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = 0$$

$$6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = \frac{q_u}{4}(L_{AB}^3 + L_{BC}^3) = \frac{4.02}{4}(3.4^3 + 2.95^3) = 65.30$$

$$3.4 \times 1.16 + 2(3.4 + 2.95)M_B + 2.95M_C + 65.30 = 0$$

$$12.7M_B + 2.95M_C + 69.24 = 0 \dots \dots (1)$$

$$\text{Appui C : } L_{BC} \cdot M_B + 2(L_{BC} + L_{CD})M_C + L_{CD}M_D + 6EI(\theta_C^g + \theta_C^d) = 0$$

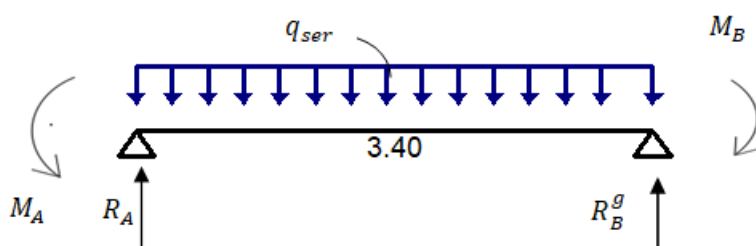
$$6EI(\theta_C^g + \theta_C^d) = \frac{q_u}{4}(L_{BC}^3 + L_{CD}^3) = \frac{4.02}{4}(2.95^3 + 3.16^3) = 57.51$$

$$2.95M_B + 2(2.95 + 3.16)M_C + 3.16 \times 1 + 57.51 = 0$$

$$2.95M_B + 12.22M_C + 60.67 = 0 \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_B = -4.55 \text{ KN.m et } M_C = -3.87 \text{ KN.m}$$

Travée A-B :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B^g = 13.67 \text{ KN}$$

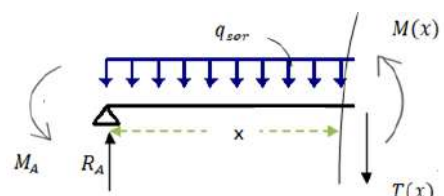
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -1.16 + 4.55 - 3.4R_B^g + \frac{4.02 \times 3.4^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_B^g = 7.83 \text{ KN}$$

$$R_A = 5.84 \text{ KN}$$

Coup 1-1 : $0 \leq x \leq 3.4 \text{ m}$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{4.02}{2}x^2 + 5.84x - 1.16$$

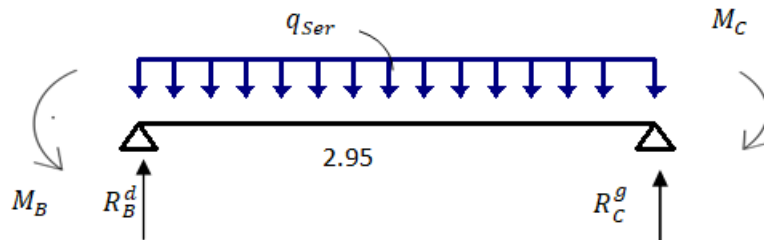


$$T(x) = -4.02x + 5.84 ; \begin{cases} T(0) = 5.84 \text{ KN} \\ T(3.4) = -7.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.45$$

$$\text{Donc } M_t^{AB} = M(1.45) = 3.08 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_B^d + R_C^g = 11.86 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 3.87 - 4.55 - 2.95 R_C^g + \frac{4.02 \times 2.95^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_C^g = 5.70 \text{ KN}$$

$$R_B^d = 6.16 \text{ KN}$$

Coup 1-1 : $0 \leq x \leq 2.95 \text{ m}$

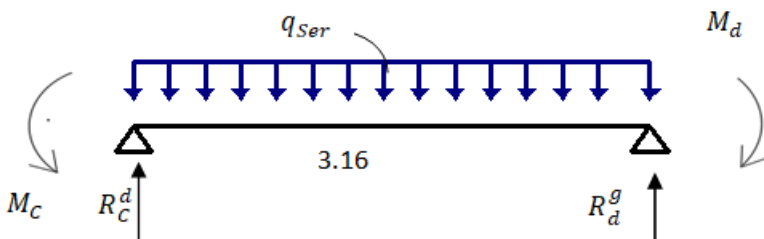
$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{4.02}{2} x^2 + 6.16x - 4.55$$

$$T(x) = -4.02x + 6.16 ; \begin{cases} T(0) = 6.16 \text{ KN} \\ T(2.95) = -5.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.53$$

$$\text{Donc } M_t^{BC} = M(1.53) = 0.17 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_C^d + R_D^g = 12.70 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 1 - 3.87 - 3.16 R_D^g + \frac{4.02 \times 3.16^2}{2} = 0$$

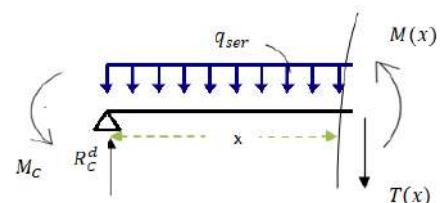
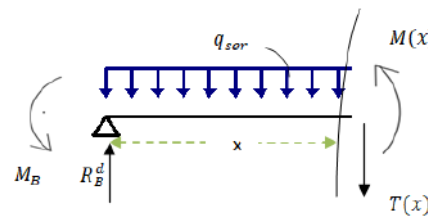
$$\Rightarrow R_D^g = 5.44 \text{ KN}$$

$$R_C^d = 7.26 \text{ KN}$$

Coup 1-1 : $0 \leq x \leq 3.16 \text{ m}$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{4.02}{2} x^2 + 7.26x - 3.87$$

$$T(x) = -4.02 + 7.26 ; \begin{cases} T(0) = 7.26 \text{ KN} \\ T(3.16) = -5.44 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.80m$$

$$\text{Donc } M_t^{CD} = M(1.80) = 2.58KN.$$

Tableau III-2 : Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU)

Types	ELU							
	Terrasse							
	Travées	L(m)		Moments en appuis		Moments en travées	EFFORT TRANCHANTS	
$M_w(kN.m)$				$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$	
1	A-B	3.4		1.7	6.19	4.82	8.81	-11.42
	B-C	2.95		6.19	4.44	1.23	9.39	-8.16
	C—D	3.16		4.44	4.44	3.04	9.37	-9.43
	D-E	3		4.44	6.23	1.36	8.33	-9.52
	E-F	3.75		6.23	6.23	4.52	11.31	-11
	F-G	3.15		6.23	7.55	0.79	8.76	-9.98
	G-H	3.86		7.55	2.19	6.37	12.87	-10.09
	2	A-B	3.4		1.7	6.07	4.74	8.69
B-C		2.95		6.07	4.5	1.23	9.28	-8.04
C-D		3.16		4.5	4.5	2.96	9.20	-9.35
D-E		3		4.5	5.71	1.50	8.40	-9.21
E-F		3.75		5.71	7.05	3.95	10.65	-11.36
F-G		3.15		7.05	1.46	3.29	11.02	-7.47

Tableau III-3 : Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS)

Types	ELS							
	Terrasse							
	Travées	L(m)		Moments en appuis		Moments en travées	EFFORT TRANCHANTS	
$M_w(kN.m)$				$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$	
1	A-B	3.4		1.24	4.42	3.46	6.34	-8.21
	B-C	2.95		4.42	3.19	0.89	6.75	-5.87
	C—D	3.16		3.19	3.19	2.19	6.74	-6.79
	D-E	3		3.19	4.48	0.98	5.99	-6.85
	E-F	3.75		4.48	4.48	3.25	8.14	-7.91
	F-G	3.15		4.48	5.43	0.57	6.31	-7.18
	G-H	3.86		5.43	1.6	4.58	9.25	-7.27
2	A-B	3.4		1.24	4.42	3.45	6.34	-8.21
	B-C	2.95		4.42	3.28	0.9	6.76	-5.86
	C-D	3.16		3.28	3.28	2.16	6.70	-6.82
	D-E	3		3.28	4.16	1.09	6.12	-6.72
	E-F	3.75		4.16	5.14	2.88	7.77	-8.28
	F-G	3.15		5.14	1.06	2.40	8.04	-5.45

Tableau III-4 :Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU)

Types	ELU						
	Etage courant						
	Travées	L(m)	Moments en appuis		Moments en travées	EFFORT TRANCHANTS	
			$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
1	A-B	3.4	1.61	6.30	4.25	8.07	-10.83
	B-C	2.95	6.30	5.35	0.21	8.53	-7.87
	C—D	3.16	5.35	1.39	3.15	10.05	-7.53
2	A-B	3.75	1.96	6.38	5.73	9.25	-11.60
	B-C	3.15	6.38	6.80	0.31	8.62	-8.89
	C-D	3.86	6.80	2.07	6.06	11.96	-9.51
3	A-B	3.4	1.61	5.75	4.69	8.24	-10.67
	B-C	2.95	5.75	4.26	1.16	8.79	-7.62
	C—D	3.16	4.26	4.26	2.80	8.71	-8.86
	D-E	3	4.26	5.41	1.42	7.96	-8.72
	E-F	3.75	5.41	6.67	3.74	10.09	-10.76
	F-G	3.15	6.67	1.38	3.12	10.44	-7.08

Tableau III-5 :Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS)

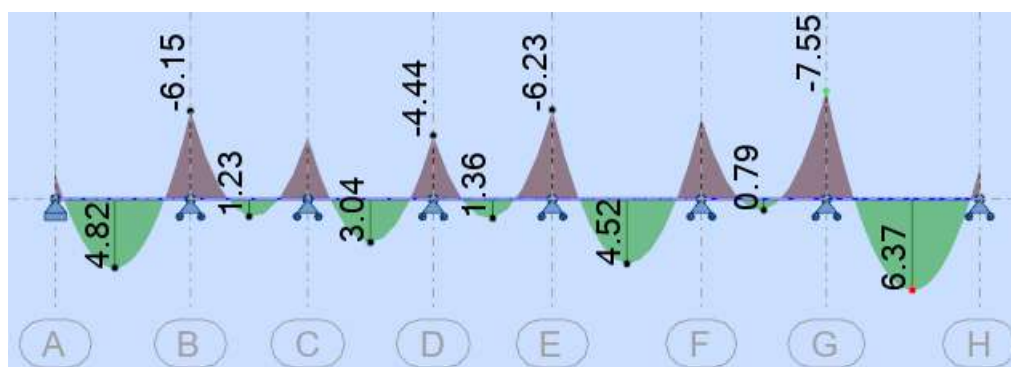
Types	ELS						
	Etage courant						
	Travées	L(m)	Moments en appuis		Moments en travées	EFFORT TRANCHANTS	
			$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
1	A-B	3.4	1.16	4.55	3.08	5.84	-7.83
	B-C	2.95	4.55	3.87	0.17	6.16	-5.70
	C—D	3.16	3.87	1	2.58	7.26	-5.44
2	A-B	3.75	1.41	4.61	4.15	6.68	-8.39
	B-C	3.15	4.61	4.91	0.22	6.24	-6.43
	C-D	3.86	4.91	1.50	4.38	8.64	-6.87
3	A-B	3.4	1.16	4.16	3.25	5.95	-7.72
	B-C	2.95	4.16	3.08	0.84	6.35	-5.51
	C—D	3.16	3.08	3.08	2.02	6.30	-6.41
	D-E	3	3.08	3.91	1.03	5.75	-6.31
	E-F	3.75	3.91	4.83	2.70	7.29	-7.78
	F-G	3.15	4.83	1	2.26	7.55	-5.12

III.2.2.3. Diagrammes des moments :

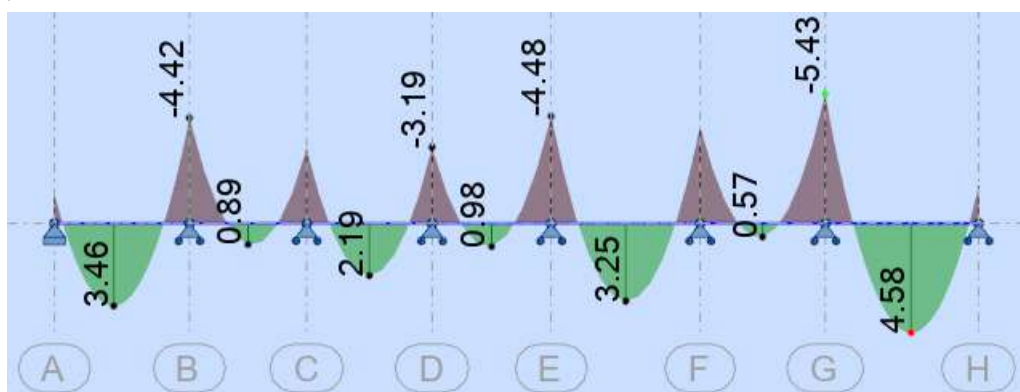
Terrasse :

Type 01 :

ELU :

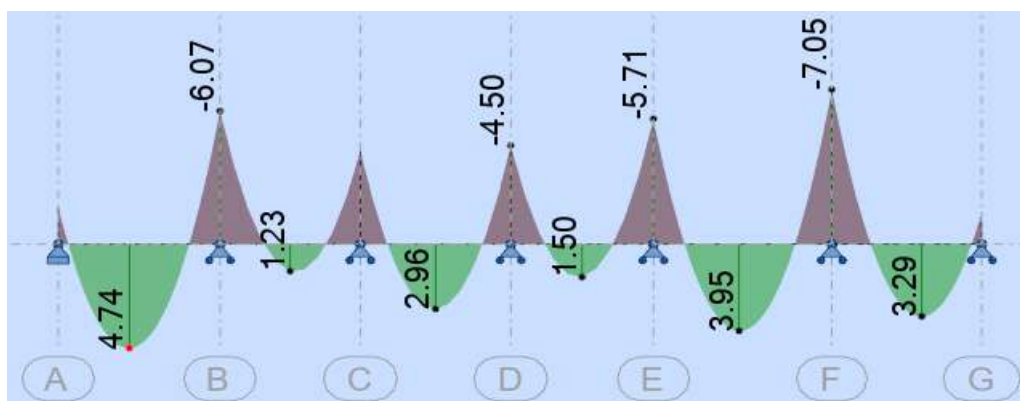


ELS :

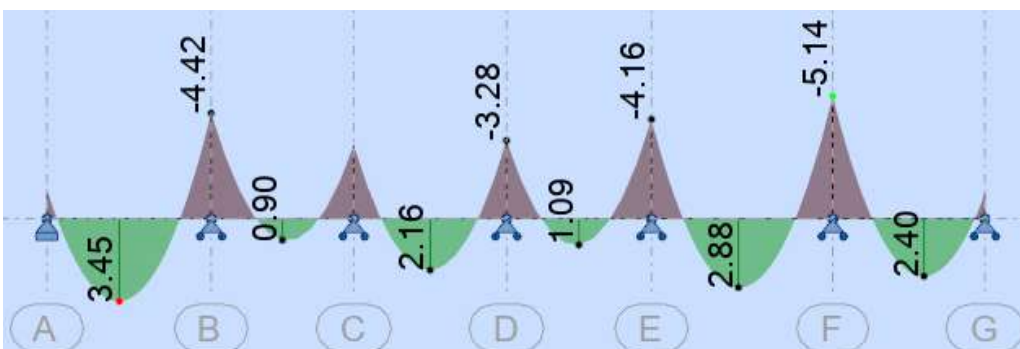


Type 02 :

ELU :



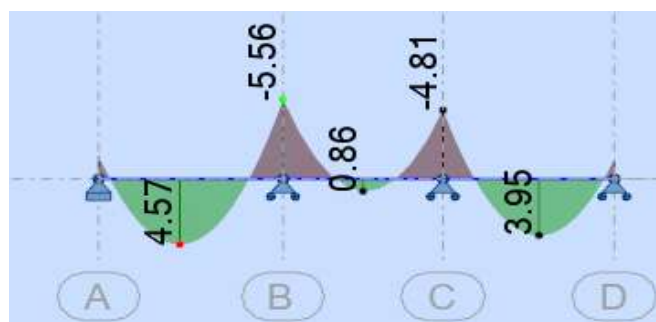
ELS :



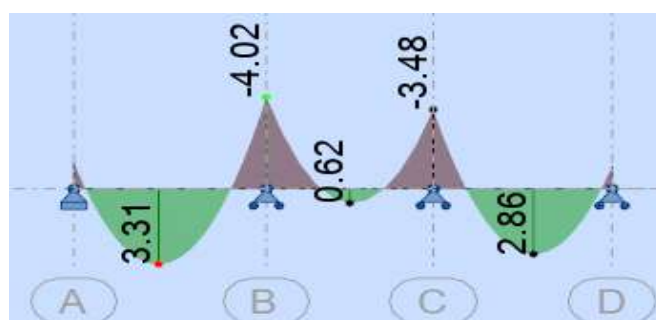
Etage courant :

Type 01 :

ELU :

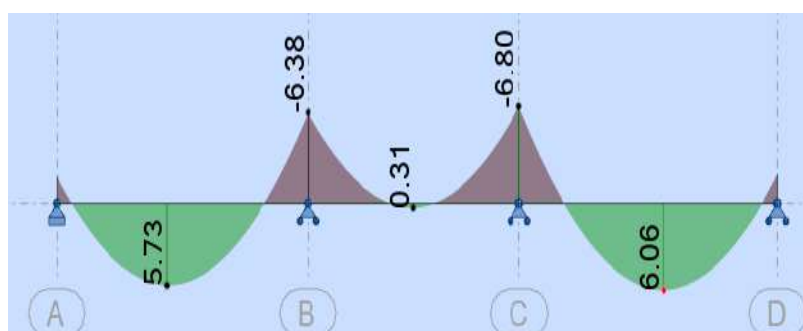


ELS

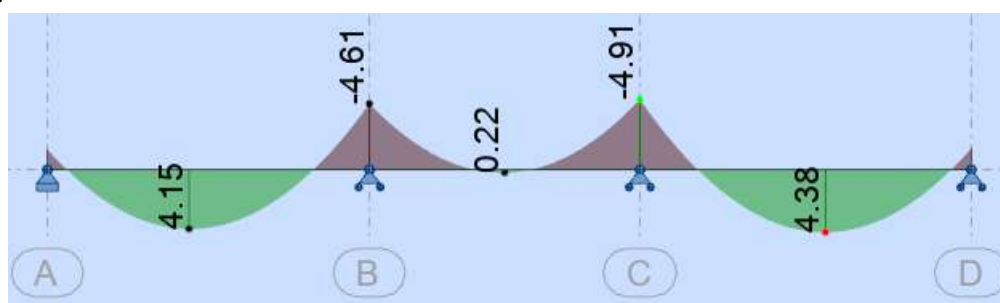


Type 02 :

ELU :

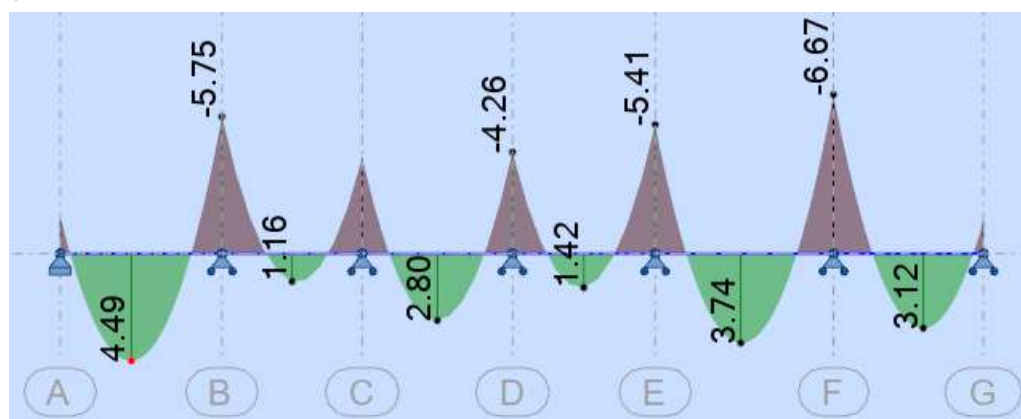


ELS :

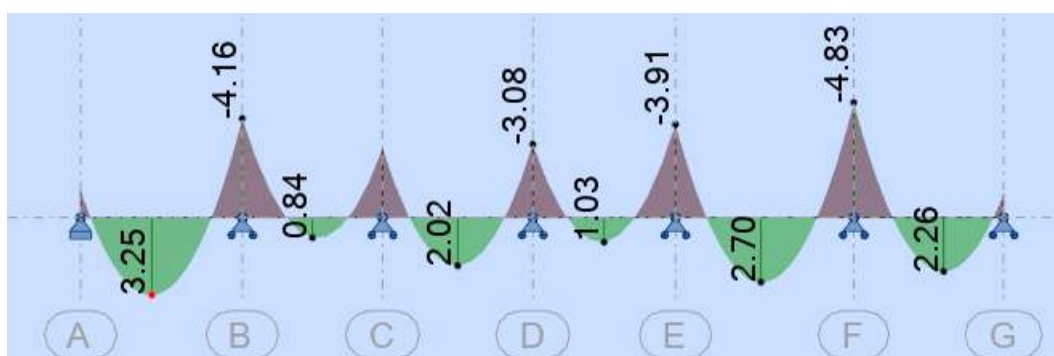


Type 03 :

ELU :



ELS :

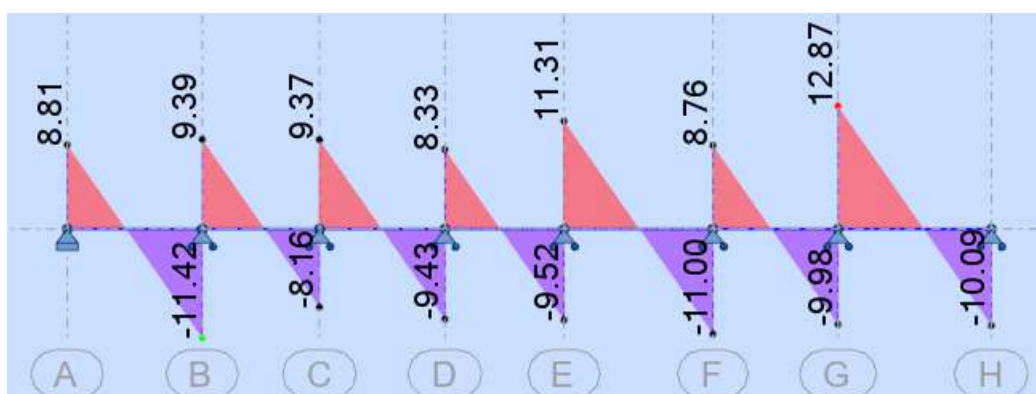


III.2.2.4. Diagrammes des efforts tranchants :

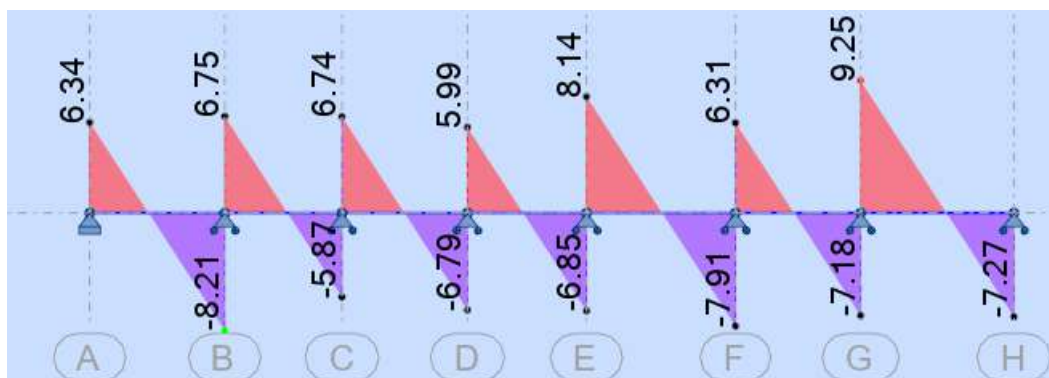
TERRASSE :

Type 01 :

ELU :

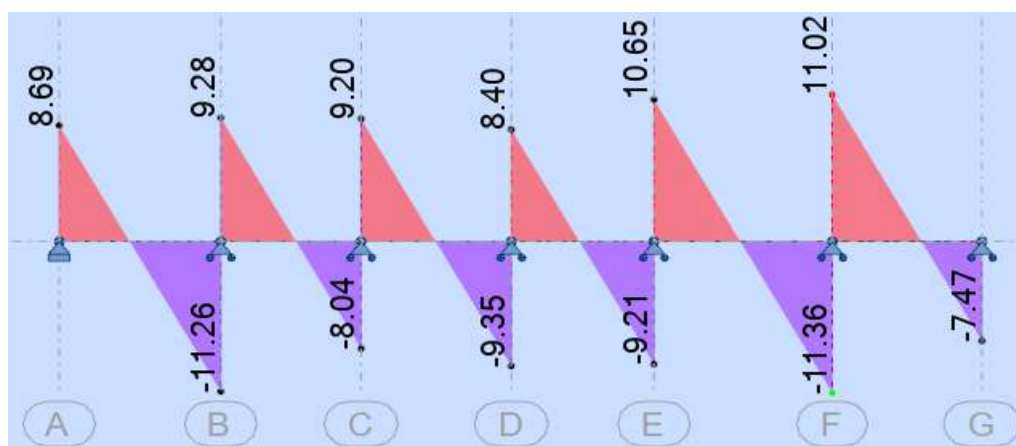


ELS :

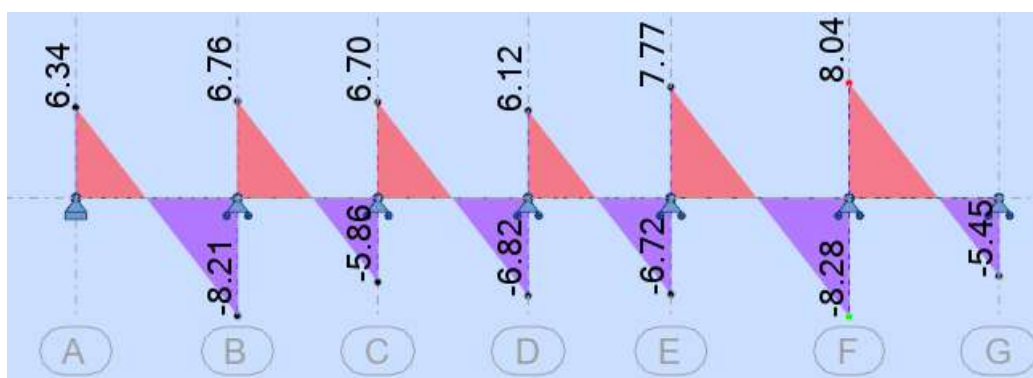


Type 02 :

ELU :



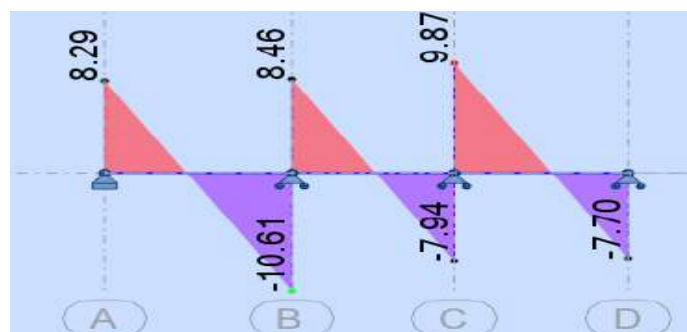
ELS :



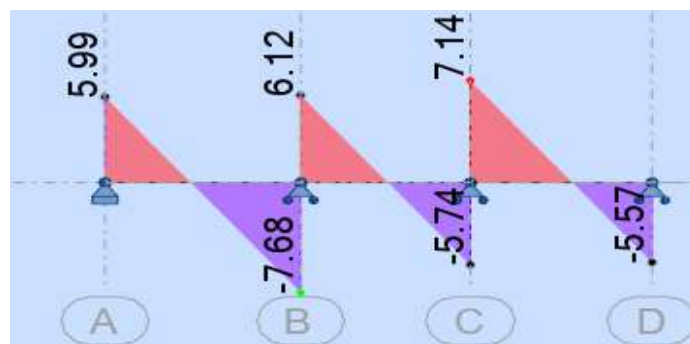
Etage courant :

Type 01 :

ELU :

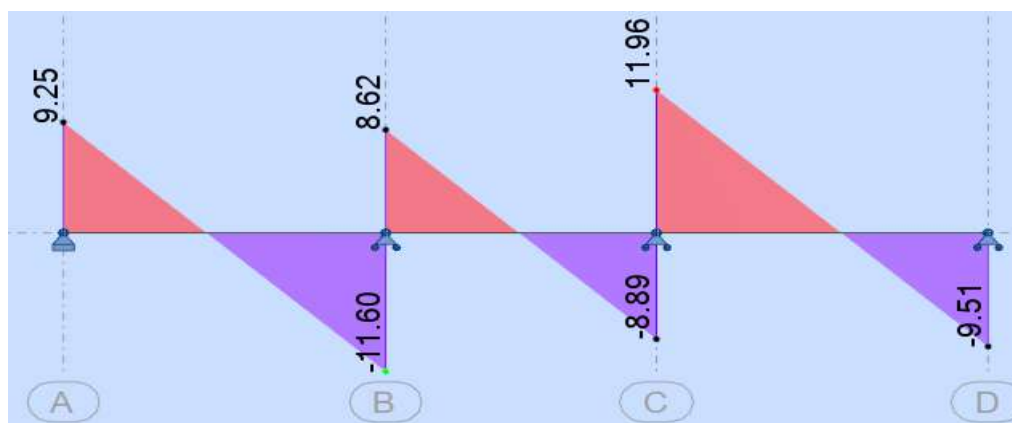


ELS :

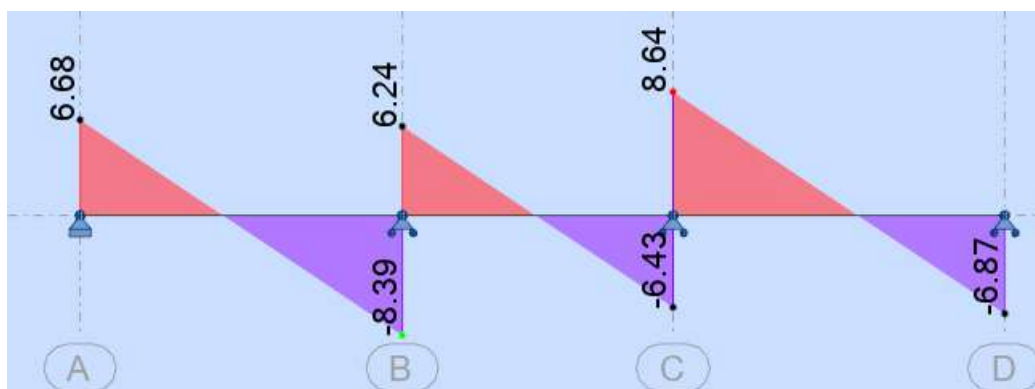


Type 02 :

ELU :

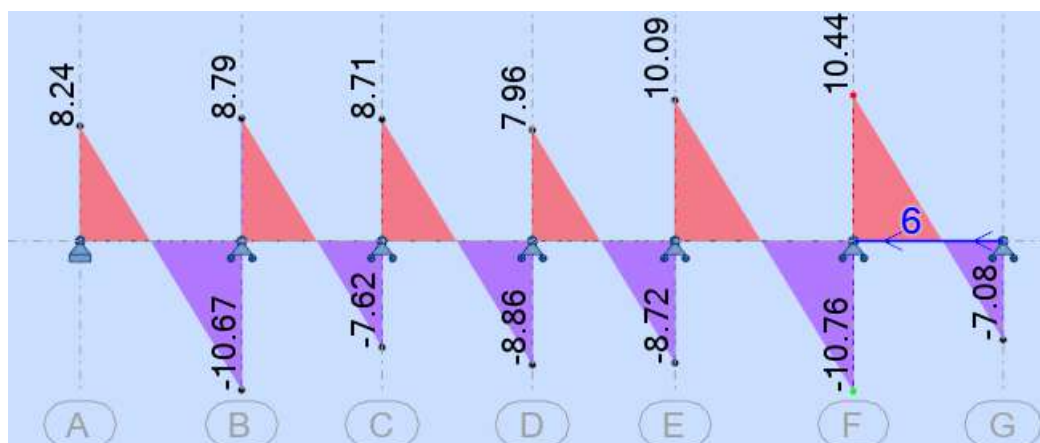


ELS :

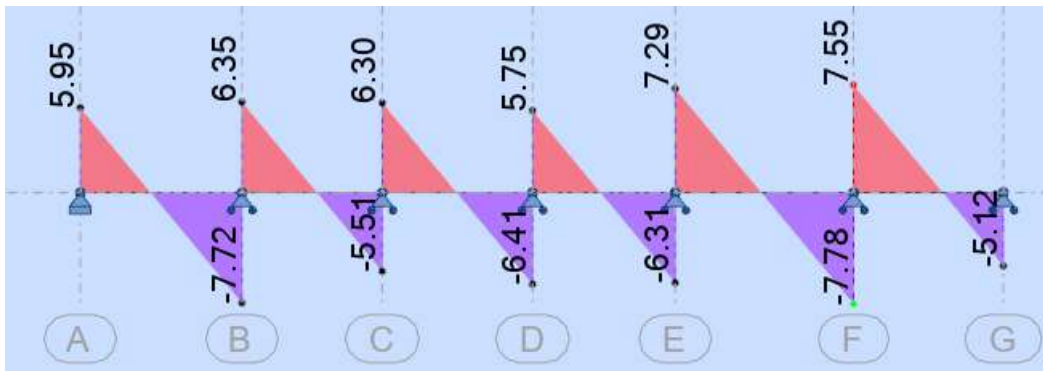


Type 03 :

ELU :



ELS :



III.2.2.5. Ferrailage des poutrelles (Terrasse) :

Tableau III-6: Récapitulation des sollicitations de la terrasse.

Sollicitations	ELU	ELS
$M_a (kN.m)$	7.55	5.43
$M_t (kN.m)$	6.37	4.58
$T (kN)$	12.87	9.25

III.2.2.5.1. Calcul à l'ELU

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales :

a) En travée : $M_t = 6.37 \text{ kN.m}$

❖ Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{Tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \left(0.9 \times 0.2 - \frac{0.04}{2}\right) = 54.413 \text{ kN.m}$$

$M_t = 6.37 \text{ kN.m} < M_{Tu} = 54.413 \text{ kN.m} \rightarrow$ L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{6.37 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.023$$

$$\mu_b = 0.023 \leq \mu_l = 0.392 (FeE400) \rightarrow \text{Section pas armatures comprimées } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.029) = 0.1779$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{6.37 \times 10^{-3}}{0.1779 \times 347.826} \times 10^4 = 1.03 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

On opte pour $A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

a) **En appui** : $M_a = 7.55 \text{ KN.m}$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{7.55 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.137$$

$\mu_b = 0.137 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \rightarrow$ Section pas armatures Comprimées ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.137}) = 0.185$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.185) = 0.1667$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{cal} = \frac{7.55 \times 10^{-3}}{0.1667 \times 347.826} \times 10^4 = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1):**

$$A_{min} = 0.23b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

On opte pour $A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ (Chap)}$

Ferrailage transversal BAEL99 (Art5.1.2.2)

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,min} \right\} \text{ En "mm"}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

III.2.2.6. Vérifications nécessaires**III.2.2.6.1. Vérifications à ELU**❖ **Vérification au cisaillement**

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.87 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Espacement S_t**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{t28}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \left\{ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, 3.3 \text{ MPa} \right\} = 2.1 \text{ MPa}$$

En flexion simple : $k=1$

Armature droites : $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.9 \times 400}{12 \times 1.15 (0.60 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$s_t \leq 878.26 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9d = 16.2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } s_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

Appuis de rive :

$$A_l = 2.26 + 3.39 = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{12.87 \times 10}{400} = 0.37 \text{ cm}^2$$

III.2.2.6.2. Vérifications à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

a) **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$b_0 \cdot \frac{y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n \cdot A_{su}]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n \cdot A_{su} \cdot d \right] = 0$$

$$\Rightarrow 12 \times \frac{y^2}{2} + [(60 - 12)4 + 15 \times 3.39]y - \left[(60 - 12) \frac{16}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right] = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.78 \text{ cm} \geq h_0 : \text{L'axe neutre est bien dans la nervure.}$$

➤ **Inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + n \cdot A_{su} \cdot (d - y)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4.78^3}{3} - (60 - 12) \frac{(4.78 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39 (18 - 3.39)^2$$

$$I = 11063.69 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{4.58 \times 10^{-3}}{11063.69 \times 10^{-8}} \times 4.78 \times 10^{-2} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

b) En appui

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$b_0 \cdot \frac{y^2}{2} + n \cdot A_{su} \cdot y - n \cdot A_{su} \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 33.9y - 610.2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 7.65 \text{ cm}$$

➤ **Inertie :**

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n \cdot A_{su} \cdot (d - y)^2$$

$$I = 5422.24125 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{5.43 \times 10^{-3}}{5422.24125 \times 10^{-8}} \times 7.65 \times 10^{-2} = 7.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ **Condition de la vérification de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1):**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}}$$

$$\text{c) } \frac{10}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : Portée de la travée entre nus d'appuis.

h : Hauteur totale de la section droite.

d : Hauteur utile de la section droite.

b_0 : Largeur de la nervure.

$M_{t,ser}$: Moment fléchissant maximal en travée.

$M_{0,ser}$: Moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

f_e : Limite élastique en MPa .

$$\text{a) } \frac{20}{386} = 0.051 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\text{b) } \frac{20}{386} = 0.051 \geq \frac{4.58}{10 \times 7.971} = 0.06 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$c) \frac{10}{12 \times 18} = 0.046 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Remarque : Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Evaluation des flèches : selon CBA** (ANNEXE D: Méthode simplifiée de calcul des flèches):

On définit la flèche nuisible comme la flèche due aux charges appliquées à partir de la pose des cloisons. On calcule :

- les flèches instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes,
- la flèche instantanée f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons,
- la flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges (G+Q) supportée par l'élément considéré.

La flèche nuisible aux cloisons à comparer aux valeurs admissible vaut :

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

Avec la flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$L = 3.86m < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{386}{500} = 0.77cm = 7.7mm$$

On adoptera (Commentaires du B.6.5.2) les expressions suivantes pour le calcul des flèches:

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fji}}; f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fgi}}; f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fpi}}; f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10 E_{bv} \cdot I_{fgv}}$$

➤ Les moments en travée

$$q_g = G \times 0,6$$

$$q_p = 0,6 (G + Q)$$

$$q_j = 0,6 (G - 0,75)$$

Avec :

q_g : L'ensemble des charges permanentes.

q_p : Charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

q_j : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Tableau III-7: Tableau des charges (terrasse).

LES CHARGES					
Type de Plancher	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$g(KN/ml)$	$p(KN/ml)$	$j(KN/ml)$
Terrasse	6.13	1	3.678	4.278	3.228

➤ **Calcul des moments en travée** $M_g; M_p; M_j$:

$$M_g = 0.63 \frac{gL^2}{8} = 0.63 \times \frac{3.678 \times 3.86^2}{8} = 4.315 KN.m$$

$$M_p = 0.63 \frac{pL^2}{8} = 0.63 \times \frac{4.278 \times 3.86^2}{8} = 5.019 KN.m$$

$$M_j = 0.63 \frac{jL^2}{8} = 0.63 \times \frac{3.228 \times 3.86^2}{8} = 3.787 KN.m$$

➤ Modules de Young instantané et différé

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 MPa$$

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

- Coefficients λ, μ

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

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0157(2 + 3 \frac{12}{60})} = 2.57 \text{ Pour les déformations instantanées,}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.03 \text{ Pour les déformations de longue durée,}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \rho = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157 \text{ le pourcentage d'armatures tendues.}$$

- Propriété de la section

$$y_s = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s} = \frac{\frac{12 \times 20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (60 - 12) 4 + 15 \times 3.39} = 7.66 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_s \right)^2 + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_s - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_s (d - y_s)^2$$

$$I_0 = \frac{12 \times 20^3}{12} + 12 \times 20 \left(\frac{20}{2} - 7.66 \right)^2 + \frac{(60 - 12) 4^3}{12} + (60 - 12) 4 \left(7.66 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.39 (18 - 7.66)^2 = 21157.64 \text{ cm}^4$$

Où I_0 est le moment d'inertie de la section non fissurée homogénéisée par rapport au béton,

- Les Contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{ser,j} (d - y_s)}{I} = 27.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{ser,g} (d - y_s)}{I} = 31.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{ser,p} (d - y_s)}{I} = 36.79 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = 0.04$$

$$\mu_g = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28})} \right] = 0.10$$

$$\mu_p = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = 0.17$$

- Inerties fictives I_f

Le BAEL (B.6.5.2 commentaires) définit un moment d'inertie fictif (ou fissurée) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 21103.92 \text{ cm}^4; I_{fig} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 18515.04 \text{ cm}^4;$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 16196.95 \text{ cm}^4; I_{fvg} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 21100.09 \text{ cm}^4$$

- La flèche totale Δ_f

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fji}} = 0.83 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10 E_{bi} \cdot I_{fgi}} = 1.08 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fpi}} = 1.44mm$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bv} \cdot I_{f_{gv}}} = 2.82mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.82 - 0.83 + 1.44 - 1.08 = 2.35mm$$

$$\Delta f_t = 2.35mm \leq f_{adm} = 7.7mm \dots \dots \dots C.V$$

III.2.2.7. Ferrailage des poutrelles (Etagé courant) :

Tableau III-8 : Récapitulation des sollicitations de l'étage courant.

Sollicitations	ELU	ELS
$M_a (kN.m)$	6.80	4.91
$M_t (kN.m)$	6.06	4.38
$T (kN)$	11.96	8.64

III.2.2.7.1. Calcul à l'ELU

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales :

a) En travée : $M_t = 6.06 \text{ KN.m}$

❖ Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{Tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \left(0.9 \times 0.2 - \frac{0.04}{2}\right) = 54.413 \text{ KN.m}$$

$M_t = 6.06 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 54.413 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{6.06 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.022$$

$$\mu_b = 0.022 \leq \mu_l = 0.392 (FeE400) \rightarrow \text{Section pas armatures comprimées } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.028) = 0.1779$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{6.06 \times 10^{-3}}{0.1779 \times 347.826} \times 10^4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

$$A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) En appui : $M_a = 6.80 \text{ KN.m}$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h_t$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.123$$

$$\mu_b = 0.123 \leq \mu_l = 0.392 (FeE400) \rightarrow \text{Section pas armatures Comprimées } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.123}) = 0.165$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.165) = 0.168$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{cal} = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{0.168 \times 347.826} \times 10^4 = 1.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1):**

$$A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

$$A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 (\text{Chap})$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,min} \right\} \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Donc la section d'armatures transversales sera $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

III.2.2.8. Vérifications nécessaires

III.2.2.8.1. Vérifications à ELU

❖ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11.96 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Espacement S_t**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{t28}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \left\{ \begin{matrix} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \\ 3.3 \text{ MPa} \end{matrix} \right\} = 2.1 \text{ MPa}$$

En flexion simple : $k=1$

Armature droites : $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.9 \times 400}{12 \times 1.15 (0.55 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$s_t \leq 329.35 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \begin{cases} 0.9d = 16.2\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} = 16.2\text{cm}$$

Donc : $s_t = 15\text{cm}$

❖ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

Appuis de rive :

$$A_l = 2.26 + 3.39 = 5,65\text{cm}^2 \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{11.96 \times 10}{400} = 0,34\text{cm}^2$$

III.2.2.8.2. Vérifications à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

a) **En travée :**

$y = 4.78\text{ cm} \geq h_0$: L'axe neutre est bien dans la nervure.

➤ **Inertie :**

$$I = 11063.69\text{cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{4.38 \times 10^{-3}}{11063.69 \times 10^{-8}} \times 4.78 \times 10^{-2} = 1.89\text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.89\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

b) **En appui**

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire $(12 \times 20)\text{cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 7.65\text{cm}$$

➤ **Inertie :**

$$I = 5422.24125\text{cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{4.91 \times 10^{-3}}{5422.24125 \times 10^{-8}} \times 7.65 \times 10^{-2} = 6.92\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.92\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ **Condition de la vérification de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1):**

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{386} = 0.051 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{386} = 0.051 \geq \frac{4.38}{10 \times 7.487} = 0.06 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\text{c) } \frac{10}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10}{12 \times 18} = 0.046 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Remarque : Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Evaluation des flèches : selon CBA (ANNEXE D: Méthode simplifiée de calcul des flèches):**

$$L = 3.86\text{m} < 5\text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{386}{500} = 0,77\text{cm} = 7.7$$

➤ Les moments en travée

$$q_g = G \times 0,6$$

$$q_p = 0,6 (G + Q)$$

$$q_j = 0,6 (G - 0,75$$

Tableau III-9: Tableau des charges (Etage courant).

LES CHARGES					
Type de Plancher	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$g(KN/ml)$	$p(KN/ml)$	$j(KN/ml)$
Etage courant	5.2	1.5	3.12	4.02	2.67

➤ Calcul des moments en travée $M_g; M_p; M_j$:

$$M_g = 0.63 \frac{gL^2}{8} = 0.63 \times \frac{3.12 \times 3.86^2}{8} = 3.661 \text{KN.m}$$

$$M_p = 0.63 \frac{pL^2}{8} = 0.63 \times \frac{4.02 \times 3.86^2}{8} = 4.717 \text{KN.m}$$

$$M_j = 0.63 \frac{jL^2}{8} = 0.63 \times \frac{2.67 \times 3.86^2}{8} = 3.133 \text{KN.m}$$

➤ Modules de Young instantané et différé

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86$$

➤ Coefficients λ, μ

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0157(2 + 3 \frac{12}{60})} = 2.57 \text{ Pour les déformations instantanées,}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.03 \text{ Pour les déformations de longue durée,}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \rho = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157 \text{ le pourcentage d'armatures tendues.}$$

➤ Propriété de la section

$$y_s = 7.66 \text{cm}$$

$$I_0 = 21157.64 \text{cm}^4$$

Ou I_0 est le moment d'inertie de la section non fissurée homogénéisée par rapport au béton,

➤ Les Contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{ser,j}(d - y_s)}{I} = 22.97 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{ser,g}(d - y_s)}{I} = 26.84 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{ser,p}(d - y_s)}{I} = 34.58 \text{MPa}$$

$$\mu_j = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = 0$$

$$\mu_g = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28})} \right] = 0.029$$

$$\mu_p = \max \left[0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = 0.14$$

➤ Inerties fictives I_f

Le BAEL (B.6.5.2 commentaires) définit un moment d'inertie fictif (ou fissurée) :

$$I_{fij} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 23273.4 \text{ cm}^4; I_{fig} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 21659.15 \text{ cm}^4;$$

$$I_{fip} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 17115.31 \text{ cm}^4; I_{fvg} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 22598.39 \text{ cm}^4$$

➤ La flèche totale Δ_f

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fji}} = 0.62 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fgi}} = 0.78 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fpi}} = 1.28 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bv} \cdot I_{fvg}} = 2.23 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.23 - 0.62 + 1.28 - 0.78 = 2.11 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 2.11 \text{ mm} \leq f_{adm} = 7.7 \text{ mm} \dots \dots \dots C.V$$

III.2.3. Etude de la dalle de compression

D'après le BAEL 91 (B.6.8, 423), les sections des armatures sont calculées comme suit :

$$\text{Armatures perpendiculaires aux poutrelles } A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\text{Armatures parallèles aux poutrelles } A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\text{Soit } : A_{\perp} = 5\phi \frac{5}{\text{ml}} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CBA}$$

$$A_{\parallel} = 5\phi \frac{4}{\text{ml}} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CBA}$$

III.2.4. Schéma de ferrailage :

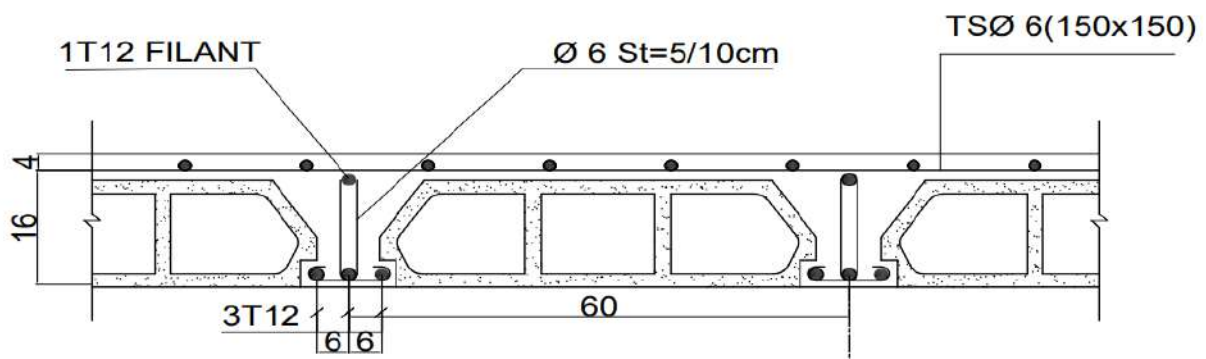


Figure III-3: schéma de ferrailage des poutrelles

III.3. Plancher en dalle pleine :

Les dalles en béton sont des éléments rectangulaires de dimension l_x et l_y appuyés sur 2,3 ou 4côtés. Nous désignerons par la l_x plus petite dimension de la dalle et l_y la plus grande.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bande de 1m de largeur c.à.d. la section transversale vaut ($h \times 100 \text{ cm}$).

Supposant que la dalle est uniformément chargée, Pour le calcul des dalles nous distinguerons 2 cas :

- a) Dalle portée sur deux sens si : $0,4 \leq \alpha \leq 1$
 b) Dalle n'est portée que dans un seul sens si : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$

Plancher de sous-sol : $\begin{cases} G = 7,40 \left(\frac{KN}{m^2}\right) \\ Q = 5 \end{cases}$

III.3.1. Combinaisons fondamentales :

A l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q)b \quad ; b=1m$$

$$q_u = (1,35 \times 7,4 + 1,5 \times 5) = 17,49 \text{ kn/m}$$

A l'ELS :

$$q_{ser} = (G + Q)b$$

$$q_{ser} = (7,4 + 5) = 12,4 \text{ kn/m}$$

III.3.2. Détermination des sollicitations :(panneau de rive)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,5}{5,68} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.}$$

A l'ELU :

❖ Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = \frac{(0,62-0,6)(0,0751-0,0822)}{(0,65-0,6)} + 0,0822 = 0,0794 \text{ (Annexe 1)}$$

$$\mu_y = \frac{(0,62-0,6)(0,3613-0,2948)}{(0,65-0,6)} + 0,2948 = 0,3214$$

$$M_{0x} = 0,0794 \times 17,49 \times 3,5^2 = 17,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3214 \times 17,01 = 5,47 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 17,01 = 8,51 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 5,47 = 2,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 17,01 = 14,46 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 5,47 = 4,1 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ Effort tranchant:

$$\alpha = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_u l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{17,49 \times 3,5}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,62}{2}} = 23,36 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{17,49 \times 3,5}{3} = 20,41 \text{ KN} \end{cases}$$

A l'ELS :

❖ Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = \frac{(0.62 - 0.6)(0.0805 - 0.0870)}{(0.65 - 0.6)} + 0.0870 = 0.0844$$

$$\mu_y = \frac{(0.62 - 0.6)(0.5235 - 0.4672)}{(0.65 - 0.6)} + 0.4672 = 0.4897$$

$$M_{0x} = 0.0844 \times 12.4 \times 3.5^2 = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.4897 \times 12.82 = 6.28 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 12.82 = 6.41 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 6.28 = 3.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 12.82 = 10.9 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 6.28 = 4.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Effort tranchant:**

$$\alpha = 0.62 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_{ser} l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12.4 \times 3.5}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.62}{2}} = 16.56 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_{ser} l_y}{3} = \frac{12.4 \times 3.5}{3} = 14.47 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III-10 : Récapitulation des sollicitations à l'ELU et ELS

Combinaisons	ELU		ELS	
Sens	x-x	y-y	x-x	y-y
M_a	8.51	2.74	6.41	3.14
M_t	14.46	4.1	10.9	4.71
T	23.36	20.41	16.56	14.47

III.3.3. Ferrailage de la dalle :

Le Ferrailage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour $b = 1 \text{ m}$

➤ **Sens X-X**

a) **En travée :** $M_{tx} = 14.46 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.46 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0315$$

$$\mu_{bu} = 0.0315 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1771 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{14.46 \times 10^{-3}}{0.1771 \times 347.826} \times 10^4 = 2.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min}$$

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.62}{2} \times 1.6 = 1.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

❖ **Choix des barres :** $04HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

b) **En appuis:** $M_{ax} = 8.51 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.51 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0185$$

$$\mu_{bu} = 0.0185 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0233$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1783 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{8.51 \times 10^{-3}}{0.1783 \times 347.826} \times 10^4 = 1.37 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{ax} = 1.37 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ax} = A_{x \min} = 1.9 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :** $04HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Sens yy**

a) **En travée :** $M_{ty} = 4.1 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.1 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0089$$

$$\mu_{bu} = 0.0089 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0112$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1792 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{4.1 \times 10^{-3}}{0.1792 \times 347.826} \times 10^4 = 0.66 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 0.66 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ty} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :** $04HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

b) **En appuis:** $M_{ay} = 2.74 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.006$$

$$\mu_{bu} = 0.006 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0075$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1795 \text{ m}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{0.1795 \times 347.826} \times 10^4 = 0.44 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{ay} = 0.44 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ay} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :** $04HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Tableau III-11 : récapitulation des résultats de ferrailage

		Choix
Sens x-x	Appui	$04HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$
	Travée	$04HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Sens y-y	Appui	04HA12 = 4.52 cm ²
	Travée	04HA12 = 4.52 cm ²

❖ **Espacement:**

Cas des charges réparties (fissuration peu préjudiciable).

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right\} = 33 \text{ cm} \\ \Rightarrow S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot h \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 80 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} = 45 \text{ cm} \\ \Rightarrow S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

III.3.4. Vérification à L'ELU :

III.3.4.1. Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{23.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

III.3.4.2. Vérification de poinçonnement:

$$q_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow q_u = 17.49 \times 10^{-3} \leq 0.045 \times 2 \times (5.68 + 3.5) \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} \\ \Rightarrow q_u = 0.01749 \text{ MN/m} \leq 2.754 \text{ MN/m} \dots \dots \dots C.V$$

III.3.5. Vérification à L'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

fissuration peu préjudiciable
 { Acier $f_e E400$
 Section rectangulaire
 flexion simple

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **Sens xx :**

a) **En travée :** $M_{t,u} = 14.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $M_{t,ser} = 10.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$\gamma = \frac{14.46}{10.9} = 1.33$$

$$\alpha = 0.04 \leq \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.415 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) **En appui :** $M_{a,u} = 8.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $M_{a,ser} = 6.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0233$$

$$\gamma = \frac{8.51}{6.41} = 1.33$$

$$\alpha = 0.0233 \leq \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.415 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Sens y-y :**

a) **En travée :** $M_{t,u} = 4.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $M_{t,ser} = 4.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0112$$

$$\gamma = \frac{4.55}{4.91} = 0.87$$

$$\alpha = 0.0112 \leq \frac{0.87 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.185 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) **En appui :** $M_{a,u} = 2.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $M_{a,ser} = 3.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0075$$

$$\gamma = \frac{2.74}{3.14} = 0.87$$

$$\alpha = 0.0075 \leq \frac{0.87 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.185 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx,ser}}{20M_{0x,ser}} \Rightarrow \frac{0.2}{3.5} = 0.057 \geq \frac{10.9}{20 \times 12.82} = 0.043 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \cdot 18} = 0.0025 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots C.V$$

III.3.6. Schéma de ferrailage :

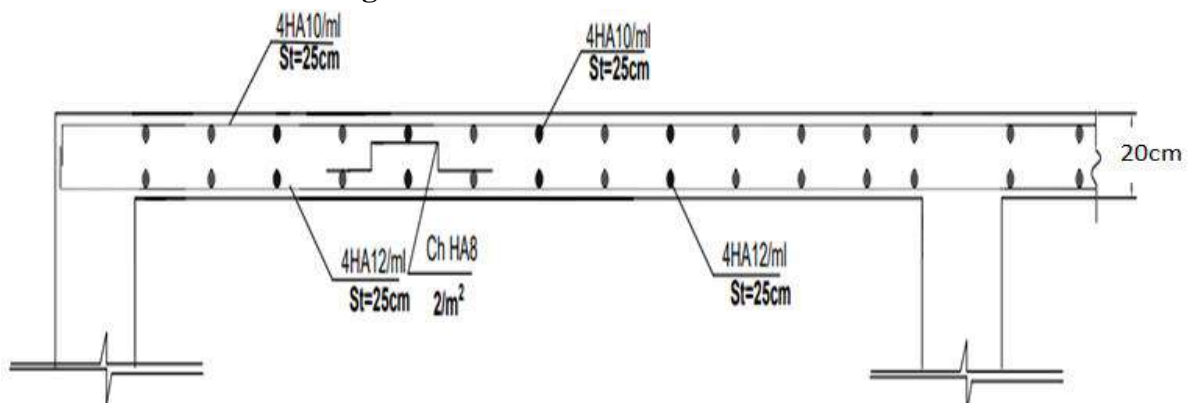


Figure III-4: schéma de ferrailage de dalle pleine

III.4. Conclusion

Les plancher est l'élément sur lequel on vit et on exploite un bâtiment, don il doit être performant dans les différents rôles qu'il joue (support des charges, isolation, séparation entre niveau..).

CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie cloisons...) ou en béton (acrotère, escaliers, balcon...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Acrotère
- Escalier
- Balcon
- Ascenseur

IV.2. Etude de L'acrotère :

IV.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité en béton armé qui doit être prévu au niveau de la terrasse.

C'est un système isostatique qui sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

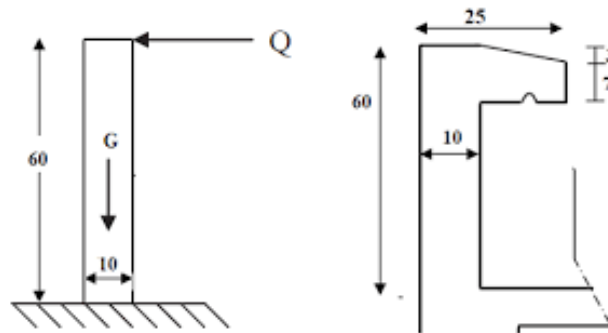


Figure IV.1 : Schéma statique de l'acrotère.

IV.2.2. Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

- Poids propre :

$$W_p = S \times 25 \times 1 = 0,069 \times 25 \times 1 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

b) Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante.

D'où $Q = 1 \text{ KN/ml}$

c) Calcul de la force sismique :

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

D'après les règles RPA99 version 2003 article 6.2.3, l'action de la force est donnée par la formule

Suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, $zone II_a \Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de force horizontale. *console* $\Rightarrow C_p = 0.8$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725 = 0.828 \text{ KN/ml}$$

IV.2.3. Sollicitations :

✓ **Etat limite ultime :**

$$N_u = 1.35 W_p = 1.35 \times 1.725 = 2.33 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.35 M_Q = 1.5 \times 0.6 \times 0.828 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 F_p = 1.5 \times 0.828 = 1.242 \text{ KN}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$N_{ser} = W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.6 \times 0.828 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = F_p = 0.828 \text{ KN}$$

IV.2.4. Calcul du ferrailage :

➤ **Calcul des excentricités :**

✓ **Etat limite ultime :**

➤ **Calcul sans risque de flambement autour de l'axe d'inertie maximale :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_1 : Excentricité de premier ordre.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.33} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\varphi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanentes.

l_f : Longueur de flambement.

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considérée. ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{0.75}{1.5 \times 0.5} \right) = 0$$

$$l_f = 2L_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.00864 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.32 + 0.00864 + 0.02 = 0.3486 \text{ m} = 34.86 \text{ cm}$$

On calcul un moment de flexion fictif :

$$M_{ua} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 2.33 \left(0.3486 + 0.9 \times 0.1 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.91 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.91 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.1)^2 \times 14.17} = 0.0079$$

$$\mu_{bu} = 0.0079 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0099$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.089$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.91 \times 10^{-3}}{0.089 \times 347.826} \times 10^4 = 0.29 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.29 - \frac{2.33}{347.826} = 0.22 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.087 \text{ cm}^2$$

❖ **Section maximale :**

$$A_{max} = \frac{0.2B}{100} \Rightarrow A_{max} = \frac{0.2 \times 100 \times 10}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{Fc}; A_{min}; A_{max}) = 2 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :** 4HA10 = 3.14 cm²

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres:** 4HA8 = 2.01 cm²

IV.2.5. Vérification d'effort tranchant :

$$T_u = 1.242 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1.242 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.014 \text{ MPa}$$

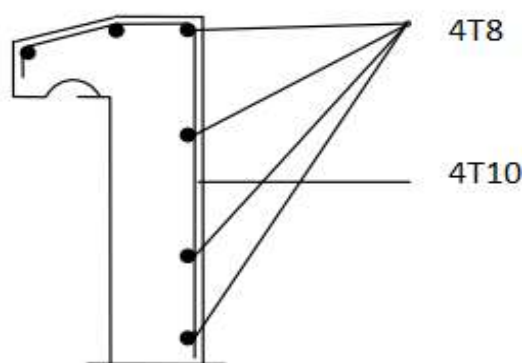
$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.014 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

IV.2.6. Vérification de séisme :

$$F_p \leq 1.5Q \Rightarrow 0.828 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \leq 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \dots \dots \dots C.V$$

IV.2.7. Schéma de ferrailage:

**Figure IV.2 :** Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.3. Etude du balcon :**IV.3.1. Définition :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine il est considéré comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

IV.3.2. Pré-dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_b \leq \frac{L}{10}$$

e_b : Epaisseur du balcon

L : largeur du console = 1.58 m

$$\frac{158}{30} \leq e_b \leq \frac{158}{10} \Rightarrow 5.27 \text{ cm} \leq e_b \leq 15.8 \text{ cm}$$

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

IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges :**1. Charge Permanente(G):****Tableau. IV.1:** Descente des charges (balcon)

N°	Désignations	$E_p(\text{cm})$	Masse volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de ciment.	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit en ciment	2	18	0.36
Total Charge permanente (G)				5.27

2. Charge concentrée(P):**Tableau. IV.2:** Charge concentrée.

N°	Désignations	$E_p(\text{cm})$	Poids (KN/m^2)
1	Enduit extérieur en ciment	2	0.36
3	Briques creuses	10	0.9
4	Enduit intérieur en ciment	2	0.28
Total Charge permanente (G)			1.58

Hauteur du mur : $H = 1.2 \text{ m}$

$$P = 1.58 \times 1.2 \times 1 = 1.9 \text{ kN}$$

3. Charge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN}/\text{m}^2$$

IV.3.4. Détermination des sollicitations :**a) Combinaisons d'action :**

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

✓ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 12.36 \text{ kN/ml}$$

$$p_u = 1.35p = 2.57 \text{ kN}$$

✓ **ELS :**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 8.77 \text{ kN/ml}$$

$$p_{ser} = p = 1.9 \text{ kN}$$

b) Moments fléchissant et efforts tranchants :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{max} = \frac{q \times l^2}{2} + p \times l \\ T_{max} = q \times l + p \end{cases}$$

✓ **ELU :**

$$M_{max} = 19.49 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 22.1 \text{ kN}$$

✓ **ELS :**

$$M_{max} = 13.95 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 15.76 \text{ kN}$$

IV.3.5. Ferrailage du Balcon :❖ **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{19.49 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} = 0.0755$$

$$\mu = 0.0755 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{Section pas armatures Comprimées } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0755}) = 0.0982$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.15(1 - 0.4 \times 0.0982) = 0.1297$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{cal} = \frac{19.49 \times 10^{-3}}{0.1297 \times 347.826} \times 10^4 = 4.42 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

$$\text{On opte pour } A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 4.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Les armatures de répartitions :**

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

❖ **Choix des barres:** 4T12 = 4.52 cm²❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.3.6. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{22.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.164 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.7. Vérification de la flèche:

Position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{(b \times h) + n \times A}$$

$$y_1 = \frac{(100 \times 15) \times \frac{15}{2} + 15 \times 4.52 \times 13.5}{(100 \times 15) + 15 \times 4.52} = 7.76 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 7.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{by_2^3}{3} + n \times A(d - y_1)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 7.76^3}{3} + \frac{100 \times 7.24^3}{3} + 15 \times 4.52(13.5 - 7.76)^2$$

$$\Rightarrow I = 30460.25 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^4}{8EI} = \frac{8.77 \times 1.58^4 \times 10^8}{8 \times 32164.20 \times 30460.25} = 0.697 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{p_{\text{ser}} \cdot l^3}{3EI} = \frac{1.9 \times 1.58^3 \times 10^8}{3 \times 32164.20 \times 30460.25} = 0.161 \text{ mm}$$

$$f_t = f_1 + f_2 = 0.858 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{1580}{250} = 6.32 \text{ mm}$$

$$f_t = 0.858 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 6.32 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

IV.3.8. Le contre poids :**Poids de balcon :**

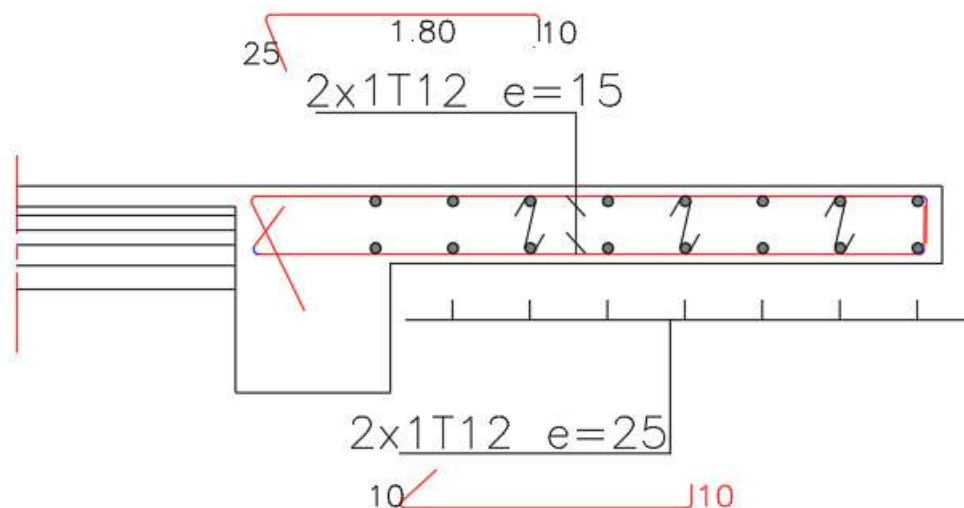
$$G_1 = e \cdot L \cdot b \cdot \gamma_{BA} = 0.15 \times 1.58 \times 1 \times 25 = 5.93 \text{ KN}$$

Poids de contre balancement :

$$G_2 = e \cdot x \cdot b \cdot \gamma_{BA} = 0.15X \times 1 \times 25 = 3.75X \text{ KN}$$

$$G_2 = 60\%G_1 = 3.56 \text{ KN}$$

$$G_2 = 3.75X = 3.56 \text{ KN} \Rightarrow X = 0.95 \text{ m}$$

IV.3.9. Schéma de ferrailage :**Figure IV-3 : Schéma de ferrailage du balcon**

IV.4. Etude d'escalier:

IV.4.1. Définition:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

IV.4.2. Description:

L'escalier se compose généralement par:

- ✓ **La paillasse** : une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contremarches.
- ✓ **Palier de repos** : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos ,elle permet aux usagers de se reposer.
- ✓ **L'emmarchement** : la longueur d'une marche
- ✓ **Le giron (g)** : la largeur d'une marche
- ✓ **Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
- ✓ **Garde de corps** : à pour rôle d'éviter les risques de chute.

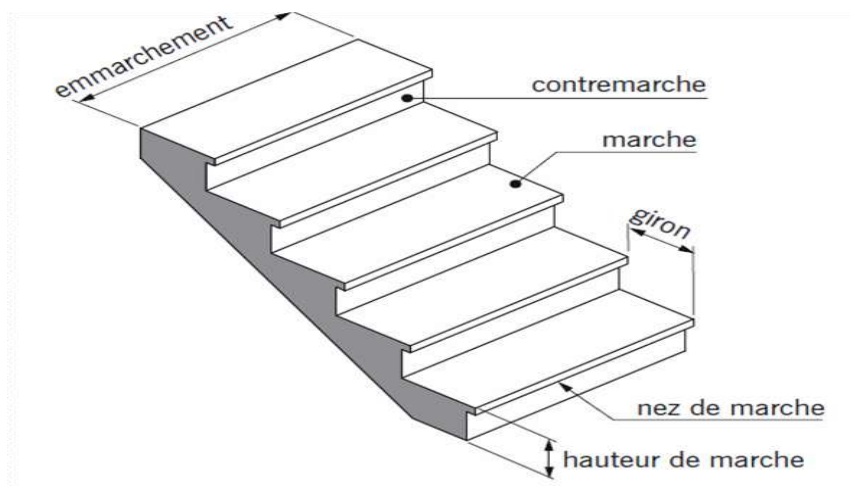


Figure IV.4 : Coupe descriptive d'un escalier

IV.4.3. Pré dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches « g » et contre-marche « h » on utilise généralement la formule de « Blondel »

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

- h : hauteur de contre marche la plus courante varie de 15 à 20 cm
- g « giron » la dimension de la marche la plus courante varie de 22 à 33 cm
- H : hauteur de la volée.
- n : nombre de contre marches
- L : longueur de la volée.

Escalier RDC et étage courant :

La hauteur d'étage $H = 3,06 \text{ m}$

La hauteur de la contre marche : $h = 17 \text{ cm}$

Le giron : $g = 30 \text{ cm}$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{h_e}{2h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$

Le nombre de marche : 9

On aura donc

$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$

Alors on va opter pour une volée de 09 contre marches.

N.B : nous adoptons 09 contre marches de 17 cm. et 09 marches de 30 cm.

L'ongle d'inclinaison

$$\tan \alpha = \frac{153}{270} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.68^\circ$$

La longueur de volée :

$$L' = \frac{H_1}{\sin \alpha} = \frac{3.06}{\sin(29.68)} = 3.10 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et de palier :

$$L_T = L + L_p = 2.70 + 1.6 = 3.30 \text{ m}$$

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20} \Rightarrow 11 \text{ cm} \leq e \leq 16.5 \text{ cm}$$

On prendre $e_{pai} = e_p = 15 \text{ cm}$

IV.4.4. Descente des charges :

Tableau IV.4 : Evaluation des charges de la paillasse.

	Chargement	Poids KN /m2
1	Carrelage horizontal (e = 2 cm)	0.44
2	Mortier de pose horizontal (e = 2 cm)	0.40
3	Carrelage verticale (e = 2 cm)	0.25
4	Mortier de pose verticale (e = 2 cm)	0.23
5	Marche en béton armé (h= 17 cm ; [(25x 0,17)/2])	2.13
6	Paillasse en béton armé (e= 15 cm ; [(25x 0,15)/cos29.68])	4.32
7	Enduit en ciment sous Paillasse (e = 2 cm ; 0,18 x 2)	0.36
8	Garde-corps	1
	Charge permanente	9.13
	Surcharge d'exploitation	2.5

Tableau IV.5 : Evaluation des charges du palier

	Chargement	Poids KN /m2
1	Carrelage (e= 2 cm)	0.44
2	Mortier de pose (e= 2 cm)	0.40
3	Dalle pleine en béton armé (e = 15 cm ; 25 x 0,15)	3.75
4	Enduit en ciment sous palier (e = 2 cm ; 0,18 x 2)	0.36
	Charge permanente	4.95
	Surcharge d'exploitation	2.5

$$P = 2.76 \times 1 \times 1.2 = 3.31 \text{ kN}$$

IV.4.5. Exemple de calcul :

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bonde de 1ml

Tableau IV.6 : Combinaison de calcul.

Combinaison	Paillasse(KN/m^2)	palier(KN/m)	P (kN)
-------------	-------------------------------------	--------------------------------	--------

			m^2	
ELU	$(1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml}$	16.08	10.43	4.47
ELS	$(G + Q) \times 1 \text{ ml}$	11.63	7.45	3.31

$$\frac{q_{\text{pail}} - q_{\text{pal}}}{q_{\text{pail}}} \Rightarrow \frac{16.05 - 10.43}{10.43} = 35.01\% > 10\%$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la Paillasse et celle sur le palier

❖ A ELU :

❖ Schéma statique :

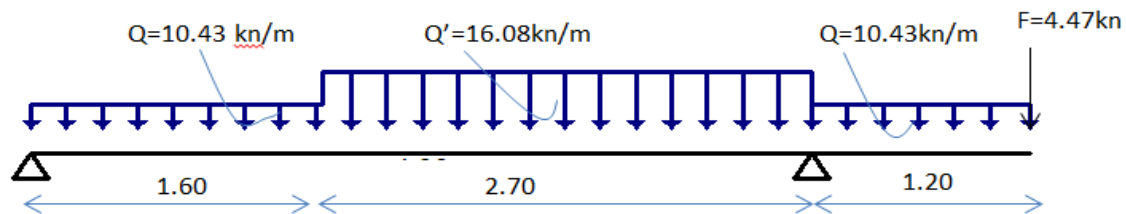


Figure IV.5 : Schéma statique de la charge appliquée sur la Paillasse et le palier (ELU)

❖ Détermination des réactions :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = 10.43 \times 1.6 + 16.08 \times 2.7 + 10.43 \times 1.2 + 4.47$$

$$\Rightarrow V_A + V_B = 77.09 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 10.43 \times 1.6 \times \frac{1.6}{2} + 16.08 \times 2.7 \times \left(1.6 + \frac{2.7}{2}\right) + 10.43 \times 1.2 \times \left(2.7 + 1.6 + \frac{1.2}{2}\right) + 4.47 \times 5.5 - 4.3V_B = 0$$

$$\Rightarrow V_B = 52.87 \text{ kN}$$

$$V_A = 24.22 \text{ kN}$$

❖ Les moments fléchissant et L'effort tranchant:

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = 24.22x - 10.43 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 24.22 - 10.43x \end{cases}$$

Pour $x=0$: $\begin{cases} M(0) = 0 \\ T(0) = 24.22 \text{ kN} \end{cases}$

Pour $x=1.6 \text{ m}$: $\begin{cases} M(1.6) = 25.40 \text{ KN.m} \\ T(1.6) = 7.53 \text{ kN} \end{cases}$

Section 2-2 : $1.6 \text{ m} \leq x \leq 4.3 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -8.03x^2 + 33.23x - 7.21 \\ T(x) = -16.06x + 33.23 \end{cases}$$

Pour $x=1.6 \text{ m}$: $\begin{cases} M(1.6) = 25.40 \text{ kN.m} \\ T(1.6) = 7.53 \text{ kN} \end{cases}$

Pour $x=4.3 \text{ m}$: $\begin{cases} M(4.3) = -12.80 \text{ KN.m} \\ T(4.3) = -35.83 \text{ kN} \end{cases}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -16.06x + 33.23 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.07 \text{ m}$$

$$M(2.07) = 27.17 \text{ KN.m}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -10.43 \frac{x^2}{2} - 4.47x \\ T(x) = 10.43x + 4.47 \end{cases}$$

Pour $x=0$: $\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ T(0) = 4.47 \text{ kN} \end{cases}$

Pour $x=1.2 \text{ m}$: $\begin{cases} M(1.2) = -12.80 \text{ KN.m} \\ T(1.2) = 16.99 \text{ kN} \end{cases}$

❖ **A ELS :**

❖ **Schéma statique :**

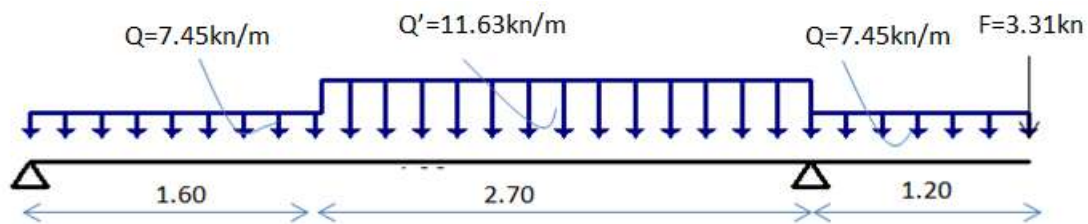


Figure IV.4 : Schéma statique de la charge appliquée sur la Paillasse et le palier (ELS)

❖ **Détermination des réactions :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = 7.45 \times 1.6 + 11.63 \times 2.7 + 7.45 \times 1.2 + 3.31$$

$$\Rightarrow V_A + V_B = 55.57 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 7.45 \times 1.6 \times \frac{1.6}{2} + 11.63 \times 2.7 \times \left(1.6 + \frac{2.7}{2}\right) + 7.45 \times 1.2 \times \left(2.7 + 1.6 + \frac{1.2}{2}\right) + 3.31 \times 5.5 - 4.3V_B = 0$$

$$\Rightarrow V_B = 38.18 \text{ kN}$$

$$V_A = 17.39 \text{ kN}$$

❖ **Les moments fléchissant et L'effort tranchant:**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = 17.39x - 7.45 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 17.39 - 7.45x \end{cases}$$

Pour $x=0$: $\begin{cases} M(0) = 0 \\ T(0) = 17.39 \text{ kN} \end{cases}$

Pour $x=1.6 \text{ m}$: $\begin{cases} M(1.6) = 18.29 \text{ KN.m} \\ T(1.6) = 5.47 \text{ kN} \end{cases}$

Section 2-2 : $1.6 \text{ m} \leq x \leq 4.3 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -5.82x^2 + 24.08x - 5.35 \\ T(x) = -11.63x + 24.08 \end{cases}$$

Pour $x=1.6 \text{ m}$: $\begin{cases} M(1.6) = 18.29 \text{ kN.m} \\ T(1.6) = 5.47 \text{ kN} \end{cases}$

$$\text{Pour } x=4.3 \text{ m : } \begin{cases} M(4.3) = -9.42 \text{ KN.m} \\ T(4.3) = -25.93 \text{ kN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -11.63x + 24.08 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.07 \text{ m}$$

$$M(2.07) = 19.56 \text{ KN.m}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -7.45 \frac{x^2}{2} - 3.31x \\ T(x) = 7.45x + 3.31 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0 : \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ T(0) = 3.31 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.2 \text{ m : } \begin{cases} M(1.2) = -9.42 \text{ KN.m} \\ T(1.2) = 12.25 \text{ kN} \end{cases}$$

❖ **Les sollicitations maximales:**

Tableau IV.7 : Les sollicitations maximales de l'escalier

Sollicitation	ELU	ELS
$M_t (\text{KN.m})$	27.17	19.56
$M_a (\text{KN.m})$	12.80	9.42
$T (\text{KN})$	35.83	25.93

IV.4.6. Calcul de ferrailage :

❖ **En travée :**

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27.17 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} = 0.105$$

$$\mu_{bu} = 0.105 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

\Rightarrow La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.139$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.127$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{27.17 \times 10^{-3}}{0.127 \times 347.826} \times 10^4 = 6.15 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 6.15 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :** 6HA12 = 6.79 cm²

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres:** 6HA12 = 2.26 cm²

❖ **En appui :**

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.8 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 4.17} = 0.05$$

$$\mu_{bu} = 0.05 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.132$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.8 \times 10^{-3}}{0.132 \times 347.826} \times 10^4 = 2.79 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 2.79 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres:** 3HA12 = 3.39 cm²

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 1HA12 = 1.13 cm

IV.4.7. Schéma de ferrailage :

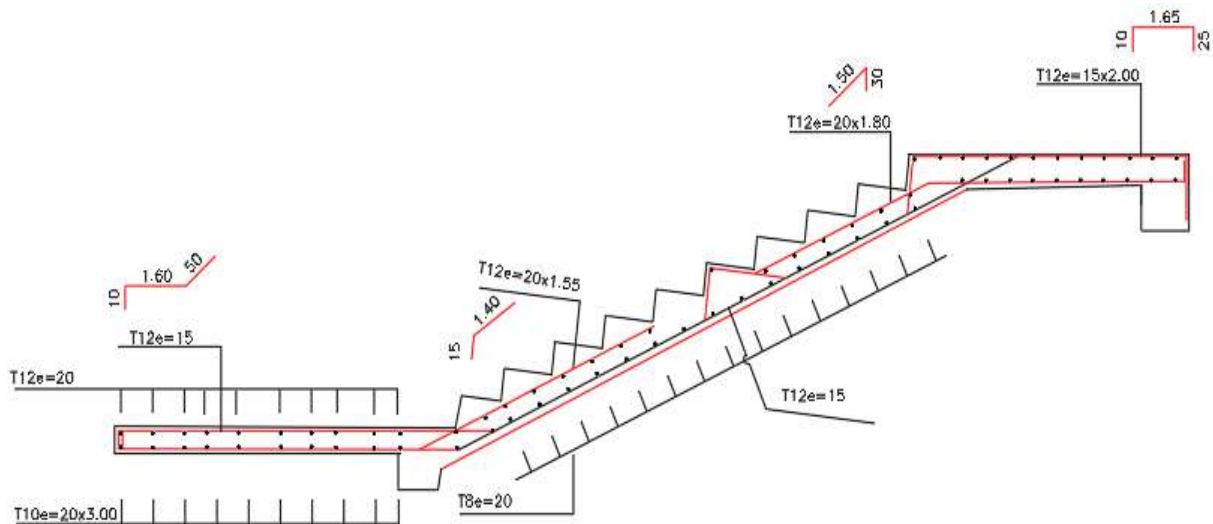


Figure IV.6 : Disposition des armatures.

IV.4.8. Vérification à L'ELU :

IV.4.8.1. Vérification du cisaillement :

Pour de la fissuration peu préjudiciable

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{35.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

IV.4.9. Vérification à L'ELS :❖ **Vérification de la contrainte de compression de béton :**❖ **En appui:**La distance y :

$$by^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d.A_{st} + d'.A_{sc})] = 0$$

$$100y^2 + [30(3.39 + 0)]y - [30(13.5 \times 3.39 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 3.23 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3.23^3}{3} + 15[3.39(13.5 - 3.23)^2 + 0(3.23 - 2)^2]$$

$$I = 6486.57 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.42 \times 10^{-3}}{6486.57 \times 10^{-8}} \cdot 3.23 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 4.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

❖ **En travée:**La distance y :

$$by^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d.A_{st} + d'.A_{sc})] = 0$$

$$100y^2 + [30(6.79 + 0)]y - [30(13.5 \times 6.79 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 4.32 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 4.32^3}{3} + 15[6.79(13.5 - 4.32)^2 + 0(4.32 - 2)^2]$$

$$I = 11270.53 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.56 \times 10^{-3}}{11270.53 \times 10^{-8}} \cdot 4.32 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 7.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

❖ **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

IV.4.10. Etude de poutre palière :**IV.4.10.1. Pré dimensionnement :**

$$L_{max} = 3 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$\Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

✓ Vérification des conditions par le RPA99 version 2003 :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{h}{b} = 1.17 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

Donc on adopte pour la poutre palière une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

IV.4.10.2. Evaluation des charges :

Poids propre de poutre :

$$G_{\text{poutre}} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m}$$

Charge permanente du palier et Paillasse :

$$G = \frac{4.95 + 9.13}{2} = 7.04 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 9.67 \text{ KN/m}$$

IV.4.10.3. Combinaisons :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G_t + 1.5Q = 16.8 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G_t + Q = 12.17 \text{ KN/m}$$

IV.4.10.4. Calcul des sollicitations :

❖ A ELU :

❖ Schéma statique :

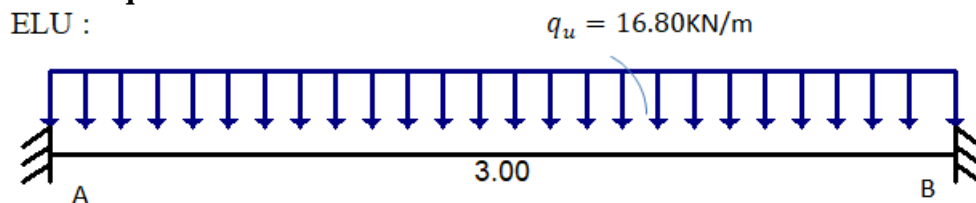


Figure IV.7 : Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELU)

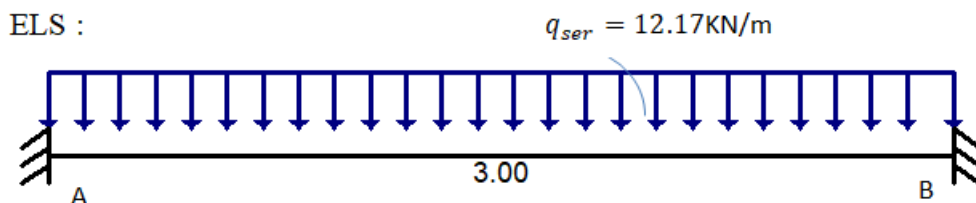


Figure IV.8: Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELS)

Les moments fléchissant :

❖ En appuis:

$$M_a = -\frac{q_u L^2}{12} = -12.6 \text{ KN.m}$$

❖ En travée :

$$M_t = \frac{q_u L^2}{24} = 6.3 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant:

$$T_A = \frac{q_u \cdot L}{2} = 25.2 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \cdot L}{2} = -25.2 \text{ KN}$$

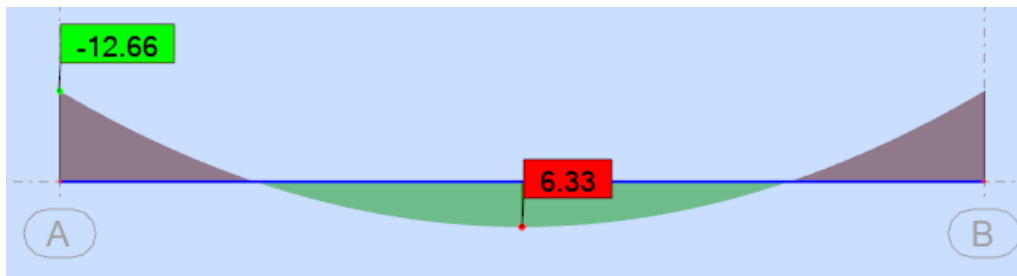
❖ Les sollicitations en tableaux :

Tableau IV.7: sollicitations agissant sur la poutre palière.

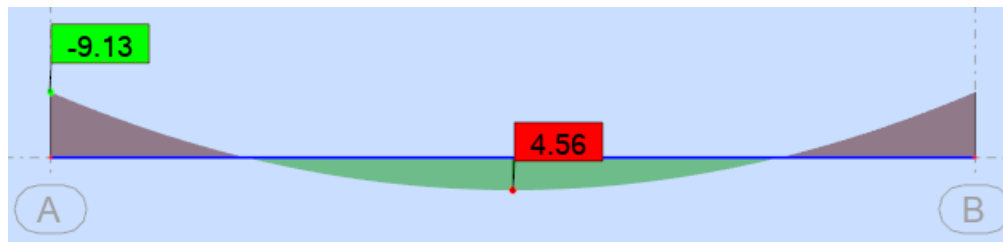
Sollicitation	ELU	ELS
$M_t \text{ (KN.m)}$	6.3	4.56
$M_a \text{ (KN.m)}$	12.6	9.13
$T \text{ (KN)}$	25.2	18.26

❖ Les Diagramme des moments :

ELU :

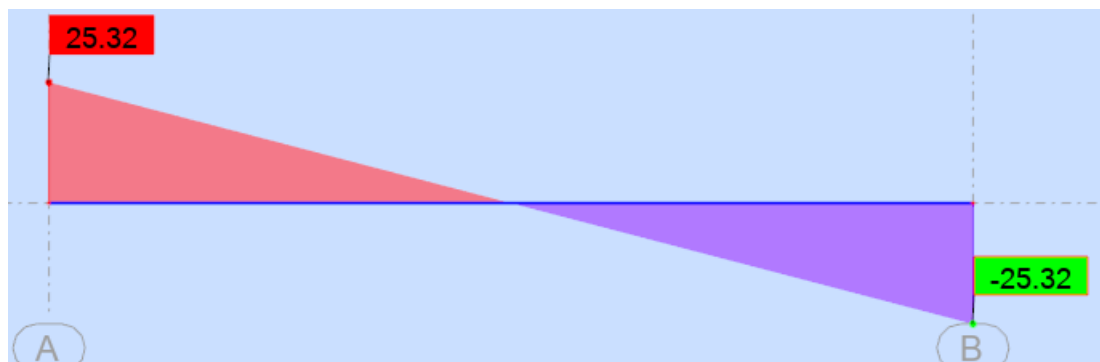


ELS :

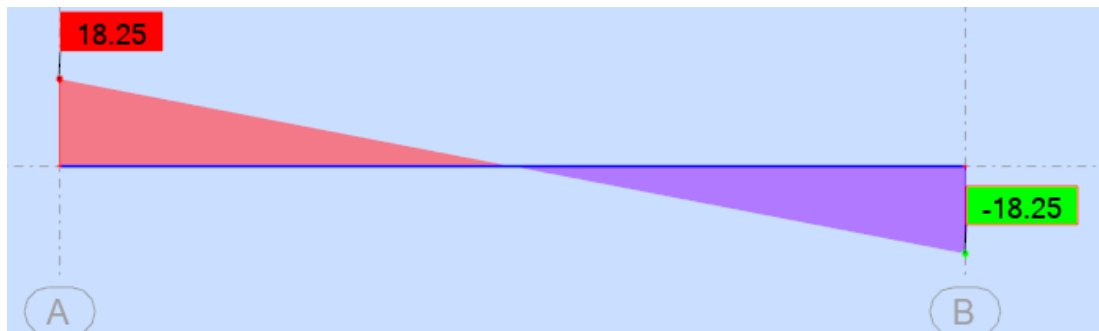


❖ Les Diagramme des efforts tranchants :

ELU :



ELS :



IV.4.10.5. Calcul de ferrailage :

❖ Calcul des armatures longitudinales :

❖ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.0149$$

$$\mu_{bu} = 0.0149 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0188$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3126m$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{0.3126 \times 347.826} \times 10^4 = 0.58 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.3 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_t; A_{min}) = 1.14 \text{ cm}^2$$

❖ choix des barres : 3HA12 = 3.39 cm²

❖ En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.6 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.0299$$

$$\mu_{bu} = 0.0299 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0379$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.310m$$

$$A_a = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{12.6 \times 10^{-3}}{0.310 \times 347.826} \times 10^4 = 1.17 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_t; A_{min}) = 1.17 \text{ cm}^2$$

❖ choix des barres : 3HA12 = 3.39 cm²

❖ Calcul des armatures transversales :

❖ Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{l_{min}}\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre en : $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } 4\varnothing_6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures transversales :****Suivant BAEL :**

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28,35; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal :

$$s_t \leq A_t \times \frac{f_e}{0,4b} \Rightarrow s_t \leq 1,13 \times \frac{235}{0,4 \times 30} = 22,13 \text{ cm}$$

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

Suivant RPA99 version 2003:

La zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 8,75 \text{ cm}$$

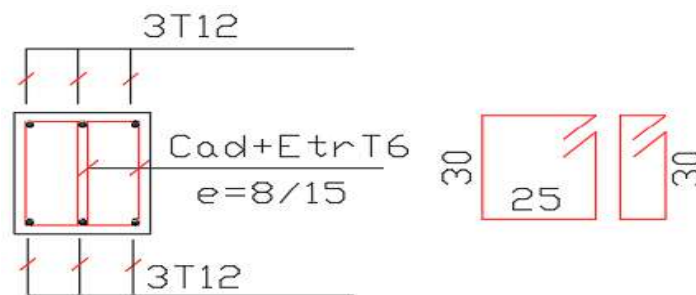
$$S_t = 8 \text{ cm}$$

Le premier cadre doit être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

IV.4.11. Schéma de ferrailage :**Figure IV.9 : Schéma de ferrailage poutre palier****IV.4.12. Vérification à L'ELU :****IV.4.12.1. Vérification du cisaillement :**

Pour de la fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{25,2 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3,33; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

IV.4.13. Vérification à L'ELS :**IV.4.13.1. Vérification de la contrainte de compression de béton :**❖ **En appuis:**

La distance y :

$$by^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$30y^2 + [30(3.39 + 0)]y - [30(31.5 \times 3.39 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 8.78^3}{3} + 15[3.39(31.5 - 8.78)^2 + 0(8.78 - 2)^2]$$

$$I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.13 \times 10^{-3}}{33017.05 \times 10^{-8}} \times 8.78 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 2.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

❖ **En travée:**

La distance y :

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.56 \times 10^{-3}}{33017.05 \times 10^{-8}} \times 8.78 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

IV.4.13.2. Vérification de la contrainte de traction de l'acier :

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

IV.4.14. Vérification de la flèche :

$$y_1 = \frac{\left[(b \cdot h) \frac{h}{2}\right] + [(n \cdot A_s)(h - d)]}{(b \cdot h) + (n \cdot A_s)}$$

$$y_1 = \frac{\left[(30 \times 35) \frac{35}{2}\right] + [(15 \times 3.39)(35 - 31.5)]}{(30 \times 35) + (15 \times 3.39)}$$

$$y_1 = 12.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = 35 - 12.18 = 22.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_2^3}{3} + \frac{by_1^3}{3} + (n \cdot A_s)(d - y_2)^2$$

$$I = \frac{30 \times 22.82^3}{3} + \frac{30 \times 12.18^3}{3} + (15 \times 3.39)(31.5 - 22.82)^2$$

$$I = 140736.18 \text{ cm}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{q_{ser} \cdot L^4}{384EI} \leq f_{ad} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{12.17 \times 10^{-3} \times 3^4}{384 \times 32164.2 \times 140736.18 \times 10^{-8}} \times 10^2 \leq f_{ad} = \frac{300}{500}$$

$$f = 0.0057 \leq f_{ad} = 0.6 \dots \dots \dots C.V$$

IV.5. Etude L'ascenseur :

IV.5.1. Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

Le contre poids.

IV.5.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.10\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.20\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.60\text{ m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.60\text{m}$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80\text{m}$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
-Epaisseur de voile :	$e = 20\text{cm}$
-Hauteur de course :C	$C = 39.78\text{ m}$

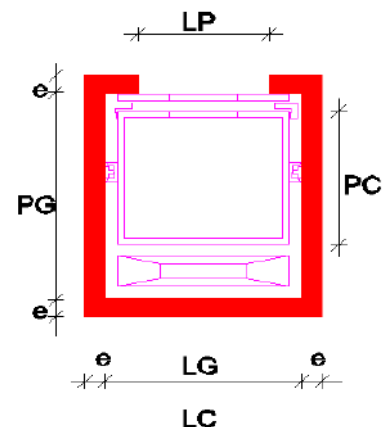


Figure IV.10.: Dimensions de l'ascenseur

* Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

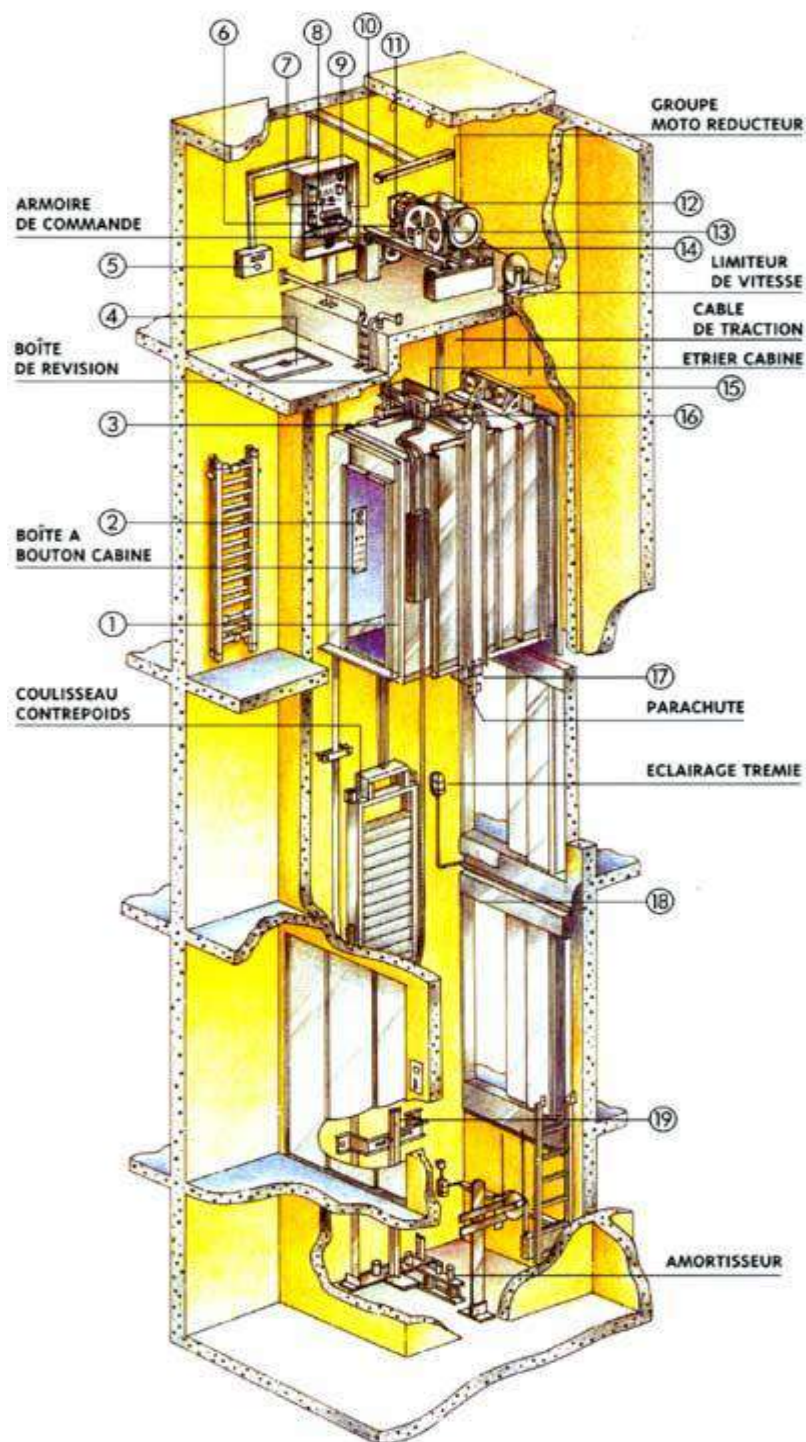


Figure IV.11 : Ascenseur électrique

IV.5.3.Descente de charges :

a. Surcharge d'exploitation :

$Q = 6 \text{ KN}$ (08 personnes)

b. Charges permanentes :

1. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

• **Masse des côtés :**

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 0.115 KN/m^2 :

$$S_1 = (L_c + 2P_c)H_c \Rightarrow S_1 = (1.1 + 2 \times 1.2) \times 2.2 = 7.7 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (0.115 + 0.1 \times 0.115) = 0.97 \text{ KN}$$

• **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 0.70 KN/m^2 pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_c \cdot P_c \Rightarrow S_2 = 1.1 \times 1.2 = 1.32 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 0.7 \times 1.32 = 0.92 \text{ KN}$$

• **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 0.20 KN/m^2 :

$$S_3 = L_c \cdot P_c \Rightarrow S_3 = 1.1 \times 1.2 = 1.32 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0.2 \times 1.32 = 0.26 \text{ KN}$$

• **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 0.60 KN plus 6 KN/m de largeur de cabine de 3 KN à 6 KN de charge :

$$M_4 = 0.6 + (0.6 \times 1.1) = 1.26 \text{ KN}$$

• **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 0.80 KN plus 0.25 KN/m^2 de surface de porte

$$M_5 = 0.8 + (0.25 \times 1.1 \times 2) = 1.35 \text{ KN}$$

• **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie

$$M_6 = 1 \text{ KN}$$

• **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 0.8 \text{ KN}$$

• **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires

$$M_8 = 0.3 \times 2 = 0.6 \text{ KN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i \Rightarrow P_T = 7.16 \text{ KN}$$

2. Masse du contre poids :

$$M_P = P_T + \frac{Q}{2} \Rightarrow M_P = 7.16 + \frac{6}{2} = 10.16 \text{ KN}$$

3. Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = 12.5 \text{ mm}$$

Avec :

D : Diametre de la poilie mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : Diametre du cable

Détermination de la charge de rupture effective :

$$C_r = C_s \cdot M$$

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

M : égal à la somme de la charge utile Q , poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$$C_r = 17(6 + 7.16) = 223.72 \text{ KN}$$

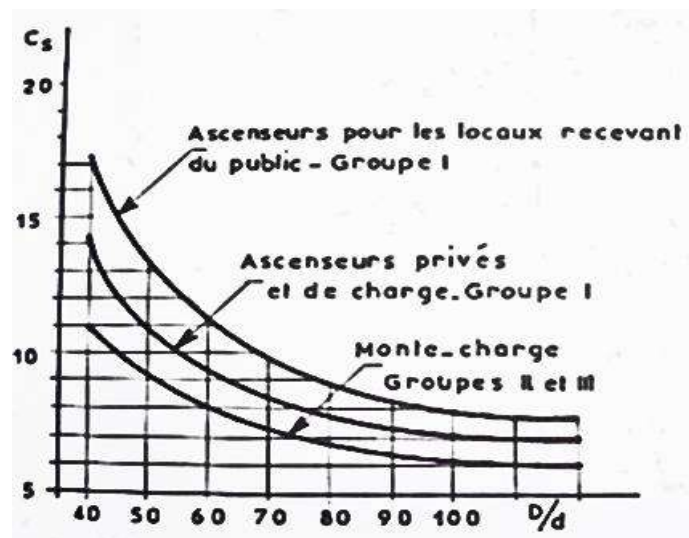


Figure IV-12:le coefficient de sécurité des câbles

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{223.72}{0.85} = 263.2 \text{ KN}$$

❖ **Détermination de nombre de câble :**

$$n = \frac{C_m}{C_{r(cable)} \cdot m}$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant) :

Tableau IV.8 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{263.2}{81.52 \times 2} = 1.61 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

❖ **Détermination de Masse totale des câbles :**

$$M_C = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble

C : course du câble (hauteur du course)

$$M_C = 0.00515 \times 2 \times 31.56 = 0.33 \text{ kN.}$$

❖ **Masse du treuil + Moteur :**

$$M_g = 12 \text{ KN}$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29.65 + 1.5 \times 6 = 49.03 \text{ kN.}$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 29.65 + 6 = 35.65 \text{ kN}.$$

➤ Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

$$\text{D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91 : } q_a^u \leq \frac{0.45 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b}$$

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U, V : représentent les côtes du rectangle ($U // L_x$ et $V // L_y$) sur lequel la charge q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

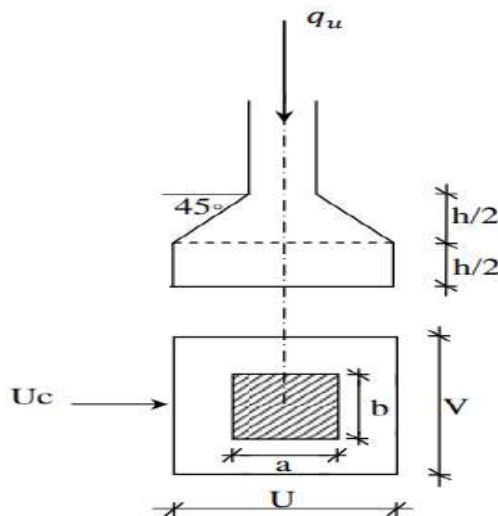


Figure IV.13.: Schéma de la surface d'impact

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = \frac{49.03}{4} = 12.26 \text{ kN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^u = \frac{35.65}{4} = 8.91 \text{ kN}$$

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + \left(\frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow U = 10 + \left(\frac{15/2}{1} \times 2 \right) = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + \left(\frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow V = 10 + \left(\frac{15/2}{1} \times 2 \right) = 25 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm}.$$

Donc :

$$q_a^u = 12.26 \text{ kN} \leq \frac{0.45 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b} = 112.5 \text{ kN} \dots \dots \dots C.V$$

❖ Conclusion: La dalle résiste au poinçonnement.

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = Q_a(M_1 + vM_2)$$

$$M_y = Q_a(M_2 + vM_1)$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques de PIGEAUD suivants $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.1} = 0.95 \geq 0.4 \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

Tableau IV.9 les coefficients M_1 et M_2 par l'abaque de PIGEAUD

$\frac{U}{L_y} \backslash \frac{2L}{L_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1											
0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,075	0,067
0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
Valeurs de M_2											
0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x 25) cm² est :

$$Q_u = \frac{q_u}{V \cdot U}$$

Les moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante : Soit pour **fig.IV-13**.une dalle de dimension $L_x \times L_y$ soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$)

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ,02 rectangles symétriques B ,02 rectangles symétriques C

01 rectangle au centre D

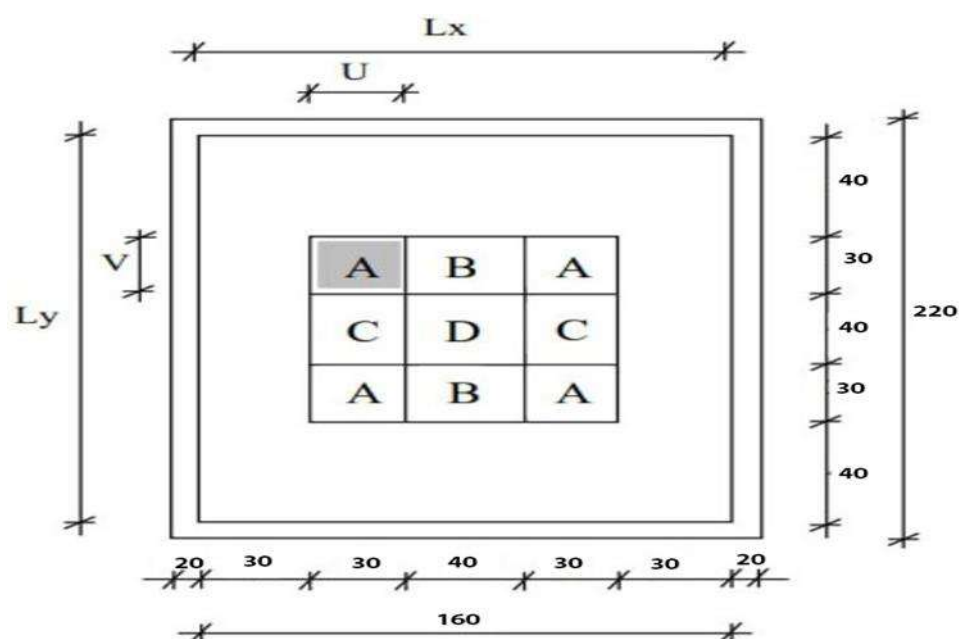


Figure IV-14: Schéma de la dalle.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

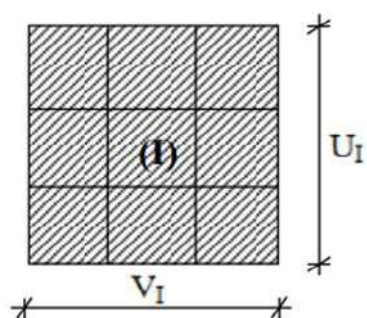


Figure -A-

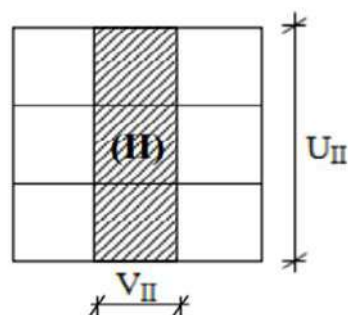


Figure -B-

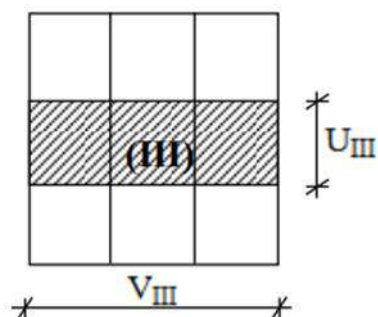


Figure -C-

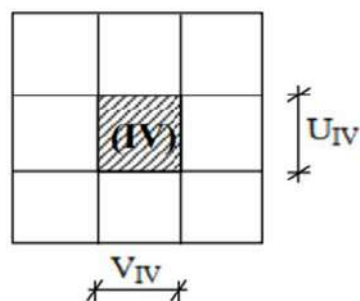


Figure -D-

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I = 4A + 2B + 2C + D \quad (\text{figure-A-})$$

$$II = 2B + D \quad (\text{figure-B-})$$

$$III = 2C + D \quad (\text{figure-C-})$$

$$IV = D \quad (\text{figure-D-})$$

Donc :

$$M_{XC} = \frac{(M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV})}{4}$$

$$M_{YC} = \frac{(M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV})}{4}$$

Tableau IV.10 : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U	1	1	0,40	0,40
V	1	0,40	1	0,40
S=U.V	1	0,40	0,40	0,16
$\frac{U}{L_x}$	0,50	0,50	0,20	0,20
$\frac{V}{L_y}$	0,48	0,19	0,45	0,19
M_1	0,103	0,112	0,147	0,175
M_2	0,084	0,110	0,115	0,152
$Q_{a\ u} = \frac{q_{a\ u}}{V.U} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	196,16			
$Q_{a\ ser} = \frac{q_{a\ ser}}{V.U} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	142,56			
$Q'_{a\ u} = Q_{a\ u} \cdot S \text{ (KN)}$	196,16	78,46	78,46	31,39
$Q'_{a\ ser} = Q_{a\ ser} \cdot S \text{ (KN)}$	142,56	57,02	57,02	22,81
$M_{x\ u} \text{ (KN.m)}$	20,20	8,79	11,53	5,49
$M_{y\ u} \text{ (KN.m)}$	16,48	8,63	9,02	4,77
$M_{x\ ser} \text{ (KN.m)}$	17,08	7,64	9,69	4,69
$M_{y\ ser} \text{ (KN.m)}$	14,91	7,55	8,23	4,27
$M_{XCu} \text{ (KN.m)}$	1,34			
$M_{YCu} \text{ (KN.m)}$	0,90			
$M_{XCser} \text{ (KN.m)}$	1,11			
$M_{YCser} \text{ (KN.m)}$	0,85			

IV.5.4. Evaluation du moment de Dalle machine :

➤ **Descente des charges :**

Dalle machine : $e_p = 15 \text{ cm}$

$$G_{dalle} = e_p \cdot \gamma_b = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

La dalle de notre structure portent selon deux directions \Rightarrow le calcul se fait en flexion Simple.

➤ **Combinaison d'action :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q)b \Rightarrow q_u = (1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1) \times 1 \quad q_u = 6,56 \text{ KN} / m$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q)b \Rightarrow q_{ser} = (3,75 + 1) \times 1 \quad q_{ser} = 4,75 \text{ KN} / m$$

➤ **Calcul des moments :**

Panneau continu (intermédiaire)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{5.68} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.}$$

❖ Moment isostatique

A l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = 0.0410$$

$$\mu_y = 0.8875$$

$$M_{0x} = 0.041 \times 6.56 \times 2^2 = 1.076 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.88754 \times 1.076 = 0.95 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = 0.0483$$

$$\mu_y = 0.9236$$

$$M_{0x} = 0.0483 \times 4.75 \times 2^2 = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.9236 \times 0.92 = 0.85 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

ELU :

$$M_{XT}^u = (M_{XCu} + M_{0x}^u) \Rightarrow M_{XT}^u = (1.35 + 1.076) = 2.43 \text{ kN.m}$$

$$M_{YT}^u = (M_{YU} + M_{0y}^u) \Rightarrow M_{YT}^u = (0.9 + 0.95) = 1.85 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{XT}^{ser} = (M_{XCser} + M_{0x}^{ser}) \Rightarrow M_{XT}^{ser} = (1.11 + 0.92) = 2.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{YT}^{ser} = (M_{YCser} + M_{0y}^{ser}) \Rightarrow M_{YT}^{ser} = (0.85 + 0.85) = 1.7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment max en travée : } M_t = 0,75M_T$$

$$\text{Moment max en appuis : } M_a = -0,5M_T$$

Tableau IV.11 : Tableau des Moments max en travée et en appuis

	$M_{tx} \text{ (KN.m)}$	$M_{ty} \text{ (KN.m)}$	$M_{ax} \text{ (KN.m)}$	$M_{ay} \text{ (KN.m)}$
ELU	1,82	1,38	-1,22	-0,92
ELS	1,52	1,28	-1,06	-0,85

❖ Effort tranchant:

$$\alpha = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_u l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{6.56 \times 2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.95}{2}} = 4.45 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{6.56 \times 2}{3} = 4.37 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant dus aux charges localisées V_a et V_b :

$$V_a = \frac{q_u}{3U} \Rightarrow V_a = \frac{49.03}{3 \times 0.25} = 65.37 \text{ kN}$$

$$V_b = \frac{q_u}{2U + V} \Rightarrow V_b = \frac{49.03}{2 \times 0.25 + 0.25} = 65.37 \text{ kN}$$

$$V_a = V_b \text{ parce que } U = V$$

❖ Ferrailage de la dalle :

Le Ferrailage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour $b = 1 \text{ ml}$

➤ Sens X-X

$$\text{a) En travée : } M_{tx} = 1.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.82 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.007$$

$$\mu_{bu} = 0.007 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0088$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1345 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1.82 \times 10^{-3}}{0.1345 \times 347.826} \times 10^4 = 0.39 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min}$$

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.95}{2} \times 1.2 = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 0.39 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{tx} = A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres : 05HA10 = 3.93 cm²

$$\text{b) En appuis: } M_{ax} = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.22 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.0047$$

$$\mu_{bu} = 0.0047 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0059$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1347 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1.22 \times 10^{-3}}{0.1347 \times 347.826} \times 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{ax} = 0.26 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ax} = A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres : 05HA10 = 3.93 cm²

➤ Sens y-y

a) En travée : $M_{ty} = 1,38 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,38 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,18^2} = 0,0053$$

$$\mu_{bu} = 0,0053 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0066$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1346 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1,38 \times 10^{-3}}{0,1346 \times 347,826} \times 10^4 = 0,29 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 0,29 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres : 05HA10 = 3,93 cm²b) En appuis: $M_{ay} = 0,92 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,92 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,18^2} = 0,0036$$

$$\mu_{bu} = 0,0036 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0044$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1347 \text{ m}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0,92 \times 10^{-3}}{0,1347 \times 347,826} \times 10^4 = 0,20 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{ay} = 0,20 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres : 05HA10 = 3,93 cm²

Tableau IV.12: récapitulation des résultats de ferrailage

		Choix
Sens x-x	Appui	05HA10 = 3,93 cm ²
	Travée	05HA10 = 3,93 cm ²
Sens y-y	Appui	05HA10 = 3,93 cm ²
	Travée	05HA10 = 3,93 cm ²

IV.5.5. Vérification à L'ELU :

IV.5.5.1. Vérification du cisaillement :

➤ Sens x-x

$$\tau_{u,x} = \frac{T_x + V_a}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{u,x} = \frac{(4,45 + 65,37) \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u,x} = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

➤ Sens y-y

$$\tau_{u,y} = \frac{T_y + V_b}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{u,y} = \frac{(4.37 + 65.37) \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u,y} = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.5.2. Vérification à L'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

fissuration peu préjudiciable
 { Acier $f_e E400$
 Section rectangulaire
 flexion simple

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ Sens xx :

a) En travée : $M_{t,u} = 1.82 \text{ kN} \cdot \text{m} ; M_{t,ser} = 1.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0088$$

$$\gamma = \frac{1.82}{1.52} = 1.2$$

$$\alpha = 0.0088 \leq \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En appui : $M_{a,u} = 1.22 \text{ kN} \cdot \text{m} ; M_{a,ser} = 1.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0059$$

$$\gamma = \frac{1.22}{1.06} = 1.15$$

$$\alpha = 0.0059 \leq \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ Sens y-y :

a) En travée : $M_{t,u} = 1.38 \text{ kN} \cdot \text{m} ; M_{t,ser} = 1.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0066$$

$$\gamma = \frac{1.38}{1.28} = 1.08$$

$$\alpha = 0.0066 \leq \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En appui : $M_{a,u} = 0.92 \text{ kN} \cdot \text{m} ; M_{a,ser} = 0.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0044$$

$$\gamma = \frac{0.92}{0.85} = 1.08$$

$$\alpha = 0.0044 \leq \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx,ser}}{20M_{XT,ser}} \Rightarrow \frac{0.15}{2} = 0.075 \geq \frac{1.52}{20 \times 2.03} = 0.037 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \cdot 13.5} = 0.0029 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots C.V$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.6. Conclusion :

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitue. Concernant les éléments secondaires, en plus des conditions qu'on a vérifiées, il faut assurer le confort et le bien-être.

CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction:

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. 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 sera conduite par le logiciel Robot 2020.

V.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3. Modélisation de la structure:

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel Robot 2020, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 14 niveaux (Sous-sol+RDC+12 étages) encastree à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

La participation massique des charges est donnée comme suit : $W = G + (\beta \times Q)$

Avec : G : Poids propre. Q : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération,

Avec : $\beta = 0,2$ (Habitation) ; $\beta = 0,3$ (Commerce).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.

Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

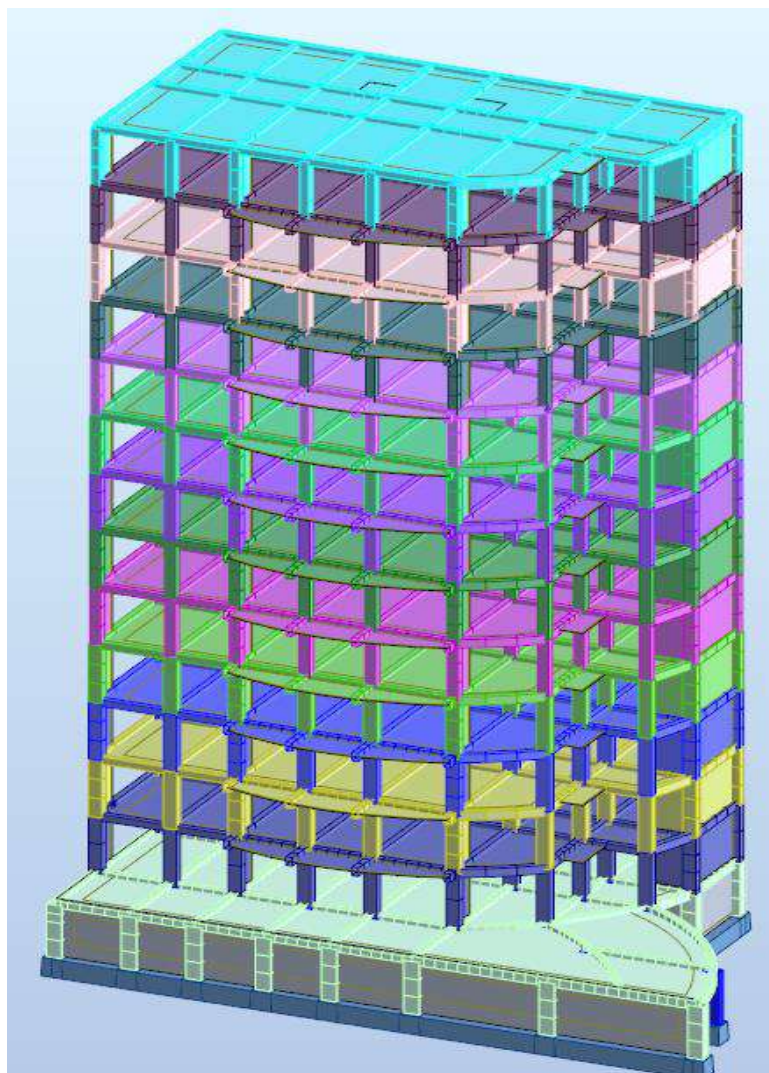


Figure V.1: Modèle 3D de la structure

V.4. Classification de l'ouvrage :

Les classifications nécessaires pour définir la situation sismique étudiée et pour choisir la méthode et les paramètres de calcul des forces sismiques se basent sur les critères de règlement parasismique Algérie.

- ❖ **Zone sismique:** La ville de Oran est située dans la zone II de sismicité moyenne en Algérie, selon les informations du Règlement Parasismique Algérien (RPA) de 1999/ V 2003.
- ❖ **Groupe d'usage:** Le bâtiment en question est destiné à un usage mixte habitation et commercial et il est classé dans le Groupe 2 [RPA 99 Ver. 2003-Tab 4.1].
- ❖ **Classification du site:** Notre site est de type S3 site meuble, selon le rapport géotechnique
- ❖ **Système structurel :** Portique contreventé, Contreventement mixte avec interaction.
- ❖ **Classification des ouvrages selon leur géométrie :**

-**Régularité en plan :** Il faut vérifier que :

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{3.46}{23.69} \leq 0.25 \Rightarrow 0.15 \leq 0.25 \dots \dots C.V$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{2.93}{12.9} \leq 0.25 \Rightarrow 0.23 \leq 0.25 \dots \dots C.V$$

$$0.25 \leq \frac{l_x}{L_x} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{23.69}{12.9} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1.84 \leq 4 \dots\dots C.V$$

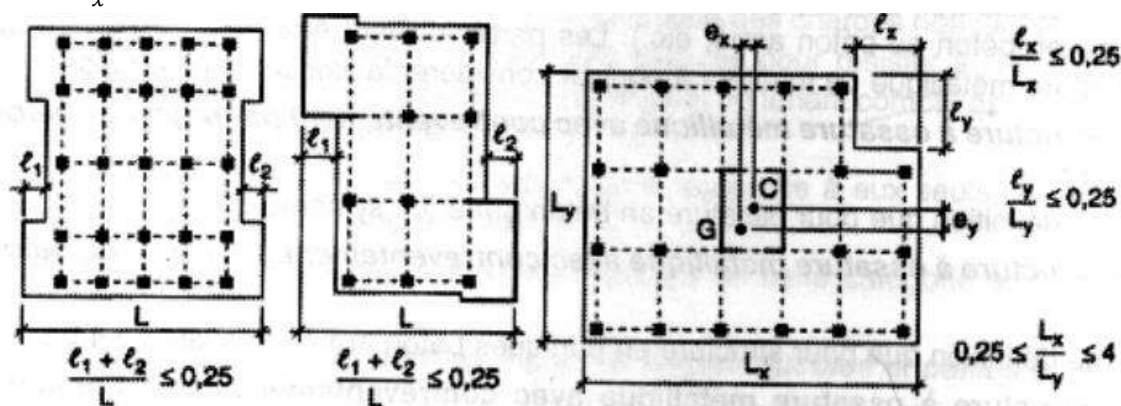


Figure V-2: limites des décrochements en plan

-Régularité en élévation: Il faut vérifier que :

$$\text{Sens } yy : \frac{B'}{B} \geq 0.67 \Rightarrow \frac{12.9}{17} \geq 0.67 \Rightarrow 0.76 \geq 0.67 \dots\dots C.V$$

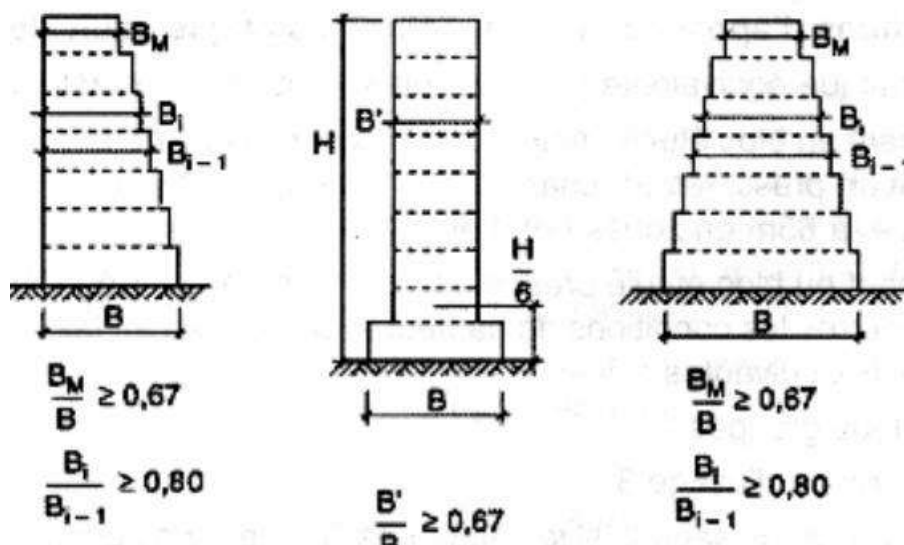


Figure V-3: limites des décrochements en élévation

Au vu des résultats trouvés, le bâtiment doit être considéré comme régulier.

V.5. METHODES DE CALCUL:

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

V.5.1. la méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- ✓ Le bâtiment satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- ✓ Une hauteur au plus égale à 65m en zones II : $H = 39.78 \leq 65 \text{ m} \dots\dots\dots C.V$

N.B : Les conditions de la méthode statique équivalente sont vérifiées, donc on va appliquer cette méthode pour Vérification de l'effort tranchant à la base.

Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003.

Cet effort doit être ensuite comparé à celui calculé par la méthode spectrale.

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Article 4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99/V2003 (Tableau 4.1)

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année.

Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres : Groupe d'usage : groupe 02

Zone sismique : zone IIa => A = 0.15

R: Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. RPA99/V2003 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction,

Tableau V-1: Les résultats des charges verticales sur les poteaux et voiles

Niveau	Fz sur les poteaux [KN]	Fz sur les Voiles [KN]
RDC	-18535.11	-10953.67
1	-16931.85	-10256.95
2	-15333.53	-9557.16
3	-13775.40	-8817.18
4	-11957.03	-8337.45
5	-10413.19	-7583.17
6	-9013.30	-6684.95
7	-7632.42	-5767.73
8	-6074.19	-5027.85
9	-4713.15	-4090.78
10	-3447.44	-3058.39
11	-2203.71	-2004.01
12	-955.86	-955.62
La somme(KN)	-120986.18	-83094.91
Le pourcentage %	59.28	40.72

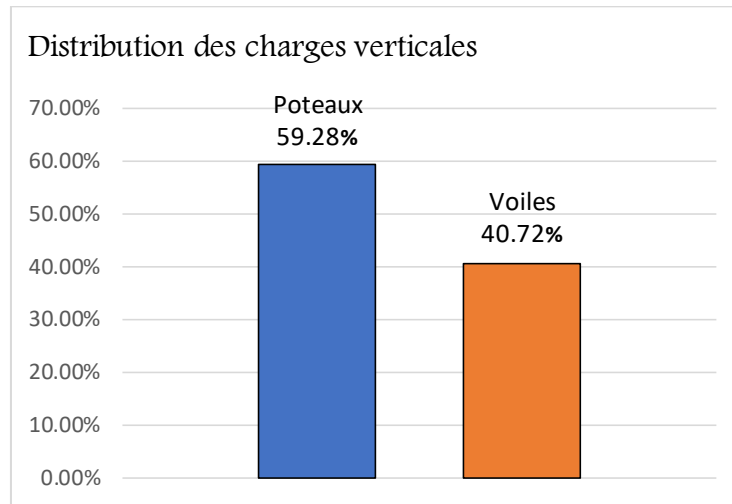


Figure V-4: Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles

D'après les résultats de l'analyse, il a été constaté que les voiles de contreventement assurent la reprise de plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal

Donc c'est le système 2 $\Rightarrow R = 3.5$

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.4)}$$

Avec P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs de pénalité sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-2 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère (q)	Observé	$P_q(X - X)$	Observé	$P_q(Y - Y)$
1- Cdt min sur les files de contreventements	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Donc : $Q_x = Q_y = 1.15$

❖ Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.5)}$$

$$w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) RPA99/V2003.

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$\beta = 0.3$ pour usage commerciale

D'après le logiciel Robot 2020, on trouve : $W = 25170.53 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA99/V2003 (Tableau 4.7), Le sol d'implantation de notre structure est classé dans le Site S3, Obtenu à partir des essais préssiométriques.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$

❖ Calcul de la période fondamentale de la structure :

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (formule 4.3)}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76$$

$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-6)}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 39.78 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.05$ (Tableau 4.6 RPA99/version 2003).

$$T = 0.05 \times 39.78^{3/4} = 0.79 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions :

$$L_x = 23.69 \text{ m} ; L_y = 12.9 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{39.78}{\sqrt{23.69}} = 0.74 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{39.78}{\sqrt{12.90}} = 0.99 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.79; 0.74) = 0.96 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times \min(0.79; 0.99) = 1.03 \text{ s} \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 1.23 \text{ m} \\ T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1.17 \text{ m} \end{cases}$$

$$V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.15}{3.5} \times 25170.53 = 1525.87 \text{ kN}$$

$$V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.17 \times 1.15}{3.5} \times 25170.53 = 1451.44 \text{ kN}$$

V.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

V.5.3.1. Principe :

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_A}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003(Formule 4.13)}$$

V.5.3.2. Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

V.5.3.3. Nombre de modes à considérer : (RPA992003/4.3.4) :

Dans le cas où les structures sont modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, il est recommandé de retenir un nombre de modes de vibration suffisant pour que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% de la masse totale de la structure.

Le nombre minimal de modes à retenir dans chaque direction considérée est de trois.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N}$$

Avec : N: Nombre de niveaux au-dessus du sol ($N = 13$ niveaux)

$$k \geq 3\sqrt{13} = 11.22 \Rightarrow k = 12 \text{ modes}$$

V.5.3.4. Disposition des voiles:

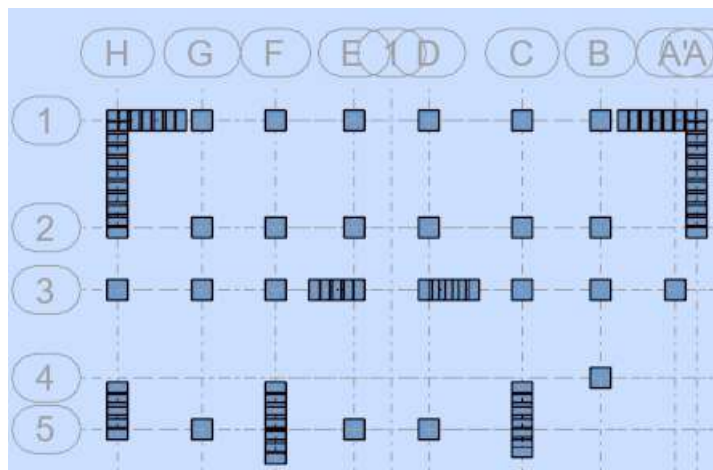
1^{er} Disposition :

Figure V.5.1er Disposition des voiles

Tableau V-3: Résultat dynamique de la première disposition

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
8/ 1	1.21	0.83	66.56	0.00	66.56	0.00	2517053.32	2517053.32
8/ 2	1.41	0.71	66.56	69.27	0.00	69.27	2517053.32	2517053.32
8/ 3	2.09	0.48	73.16	69.28	6.59	0.01	2517053.32	2517053.32
8/ 4	4.06	0.25	85.09	69.28	11.93	0.00	2517053.32	2517053.32
8/ 5	5.74	0.17	85.09	86.17	0.00	16.89	2517053.32	2517053.32
8/ 6	8.08	0.12	90.94	86.17	5.85	0.00	2517053.32	2517053.32
8/ 7	8.40	0.12	91.14	86.19	0.20	0.02	2517053.32	2517053.32
8/ 8	12.44	0.08	91.14	92.35	0.00	6.15	2517053.32	2517053.32
8/ 9	12.92	0.08	93.82	92.35	2.68	0.00	2517053.32	2517053.32
8/ 10	16.75	0.06	94.30	92.35	0.48	0.00	2517053.32	2517053.32

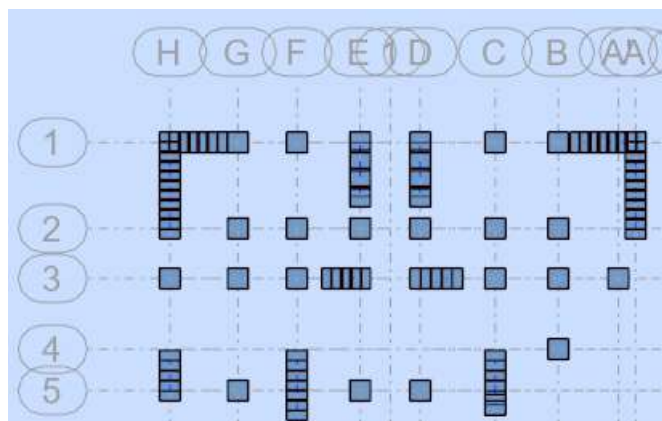
2^{ème} Disposition :

Figure V.6.2ème Disposition des voiles

V.5.3.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique par robot 2020 :

En examinant le premier mode de vibration de la structure, représenté dans le tableau, on constate une torsion importante. Par conséquent, nous avons opté pour une autre disposition afin de minimiser cette torsion et assurer une interaction satisfaisante entre le voile et le portique, conformément au règlement RPA99 version 2003. Par ailleurs, il est à noter que la période fondamentale de vibration de la structure est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA99, ce qui représente un deuxième défi à relever.

Tableau V-4: Résultat dynamique de la 2^{ème} disposition

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
8/ 1	1.23	0.81	64.84	0.01	64.84	0.01	2517053.32	2517053.32
8/ 2	1.59	0.63	64.84	67.85	0.00	67.84	2517053.32	2517053.32
8/ 3	2.14	0.47	72.84	67.88	8.00	0.02	2517053.32	2517053.32
8/ 4	4.17	0.24	84.77	67.88	11.93	0.00	2517053.32	2517053.32
8/ 5	6.52	0.15	84.78	85.76	0.00	17.88	2517053.32	2517053.32
8/ 6	8.35	0.12	90.90	85.76	6.12	0.01	2517053.32	2517053.32
8/ 7	8.57	0.12	91.04	85.79	0.15	0.03	2517053.32	2517053.32
8/ 8	13.30	0.08	93.67	85.79	2.62	0.00	2517053.32	2517053.32
8/ 9	14.31	0.07	93.67	92.17	0.00	6.38	2517053.32	2517053.32
8/ 10	16.85	0.06	94.01	92.17	0.34	0.00	2517053.32	2517053.32

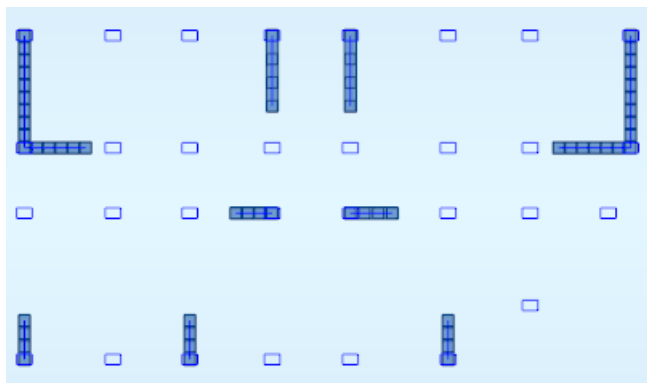
3^{ème} Disposition :

Figure .V.7. Disposition des voiles

Tableau V-5: Résultat dynamique de la 3^{ème} disposition

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
8/ 1	1.38	0.73	71.76	0.08	71.76	0.08	2517053.32	2517053.31
8/ 2	1.55	0.64	71.83	67.43	0.07	67.34	2517053.32	2517053.31
8/ 3	1.80	0.56	72.50	67.71	0.67	0.28	2517053.32	2517053.31
8/ 4	4.66	0.21	86.21	67.71	13.71	0.00	2517053.32	2517053.31
8/ 5	6.43	0.16	86.21	85.69	0.00	17.98	2517053.32	2517053.31
8/ 6	7.22	0.14	86.24	85.74	0.03	0.05	2517053.32	2517053.31
8/ 7	9.30	0.11	91.55	85.74	5.31	0.00	2517053.32	2517053.31
8/ 8	14.14	0.07	91.57	92.07	0.02	6.33	2517053.32	2517053.31
8/ 9	14.47	0.07	94.19	92.12	2.62	0.05	2517053.32	2517053.31
8/ 10	15.73	0.06	94.19	92.18	0.00	0.06	2517053.32	2517053.31

V.6.Vérification de la période

Il convient de souligner que la période fondamentale de vibration mesurée dans l'analyse est inférieure à celle obtenue à l'aide des formules empiriques du RPA99, majorée de 30%.

$$T_{analytique} \leq 1.3T_{emp} \Rightarrow \begin{cases} T_{analy,x} = 0.73 \text{ s} \leq 1.3T_{emp,x} = 0.96 \text{ s} \dots\dots C.V \\ T_{analy,y} = 0.64 \text{ s} \leq 1.3T_{emp,y} = 1.03 \text{ s} \dots\dots C.V \end{cases}$$

D'après les résultats obtenus, il en ressort que :

- Le premier mode de vibration correspond à une translation selon la direction x, avec un taux de participation massique de 57.87 dans cette direction.
- Le deuxième mode de vibration correspond à une translation selon la direction y, avec un taux de participation massique de 65.07% dans cette direction.
- Le troisième mode de vibration correspond à une torsion autour de la direction verticale Z.

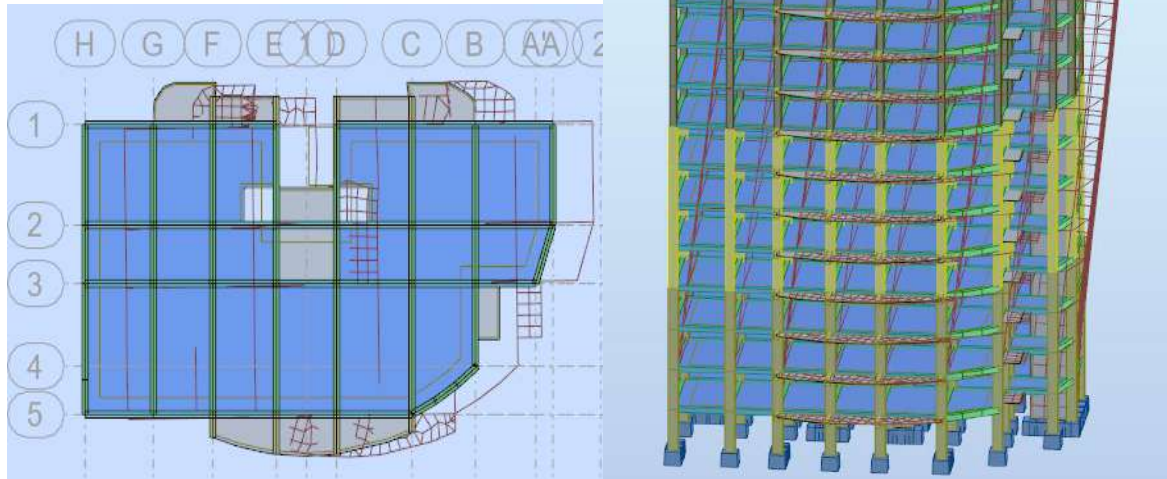


Figure V-8: Représentation du mode 1 (Direction X).(T=0.73s)

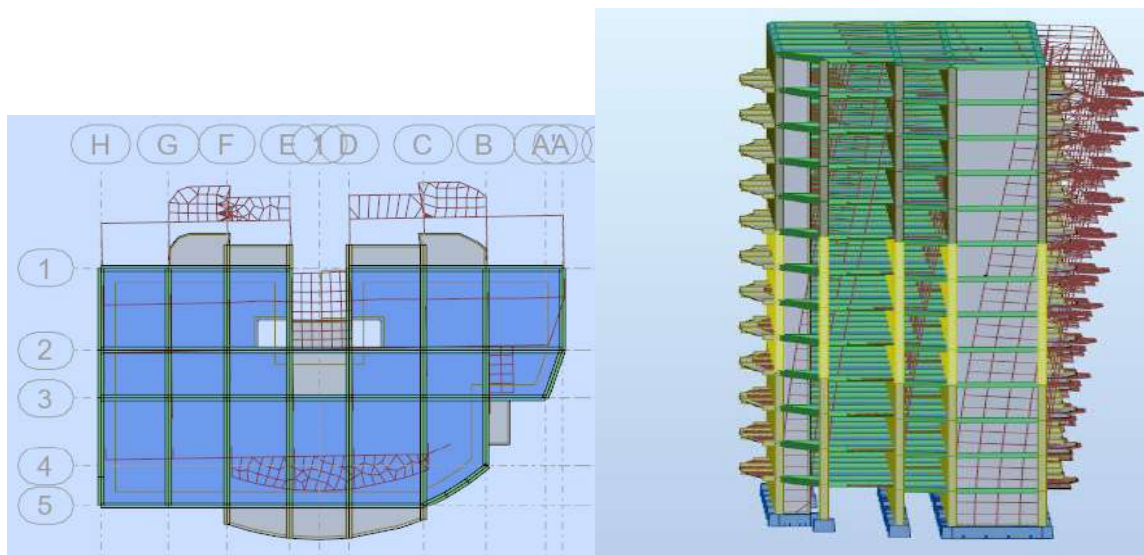


Figure V-9: Représentation du mode 2 (Direction Y)(T=0.64s)

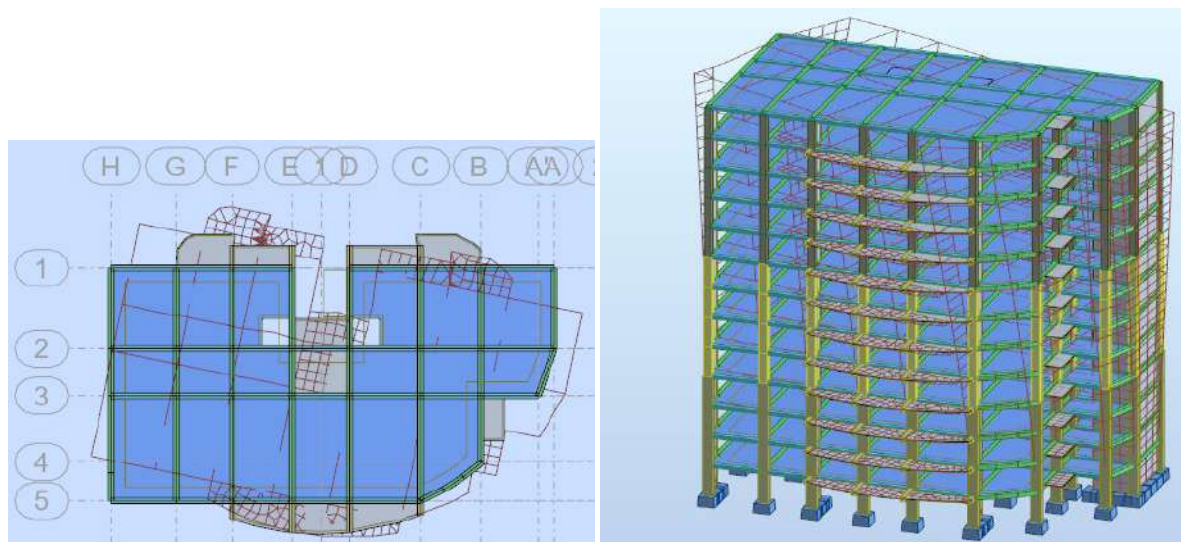


Figure V-10: Représentation du mode 3 (Direction z) (T=0.56s)

V.6.1. Centre de gravité et centre de rigidité :

L'excentricité théorique dans les deux sens est donnée par:

$$e_{tx} = X_m - X_t$$

$$e_{ty} = Y_m - Y_t$$

X_t et Y_t : les coordonnées du centre de torsion

X_m et Y_m : les coordonnées du centre de masse

L'excentricité additionnelle dans les deux sens est donnée par (art 4.3.7 RPA99/V2003):

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$e_{ax} = \pm 0.05L_x$$

$$e_{ay} = \pm 0.05L_y$$

Les résultats des excentricités théoriques et additionnelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-6: Les résultats des excentricités théoriques et additionnelles

Niveau	$e_{tx}(m)$	$e_{ty}(m)$	$e_{ax}(m)$	$e_{ay}(m)$
RDC	0.35	1.10	1.16	0.80
1	0.35	1.10	1.16	0.80
2	0.35	1.10	1.16	0.80
3	0.35	1.10	1.16	0.80
4	0.35	1.15	1.16	0.80
5	0.35	1.15	1.16	0.80
6	0.35	1.15	1.16	0.80
7	0.35	1.15	1.16	0.80
8	0.35	1.18	1.16	0.80
9	0.35	1.18	1.16	0.80
10	0.35	1.18	1.16	0.80
11	0.35	1.18	1.16	0.80
12	0.43	1.19	1.16	0.62

V.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} , nous avons

Tableau V-7: vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{st}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	$80\%V_{st}$	$V_{dyn} > 80\%V_{st}$
Sens X-X	1525.87	1781.15	1220.69	Oui
Sens Y-Y	1451.44	1842.70	1161.15	Oui

❖ Analyse des résultats

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

V.8. Vérification des déplacements inter-étages: [Art 4.4.3 RPA99v2003] Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K - 1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser: $\Delta_{k,adm} = 1\%h_e$

Avec:

h_e : La hauteur libre de l'étage considéré.

Le logiciel AUTO DESK Robot Structural Analyse 2020, nous donne directement le déplacement horizontal à chaque niveau δ_k . Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se font selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après

Tableau IV. 8: Vérification des déplacements inter-étage suivant x et y :

Niveau	Sens (X)		Sens (Y)		$h_e (m)$	$\Delta_{k adm} (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k adm}$
	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k (cm)$	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k (cm)$			
RDC	0.2	0.2	0.1	0.1	3,06	3,06	CV
1	0.5	0.3	0.3	0.2	3,06	3,06	CV
2	1	0.5	0.6	0.3	3,06	3,06	CV
3	1.5	0.5	1	0.4	3,06	3,06	CV
4	2.1	0.6	1.4	0.4	3,06	3,06	CV
5	2.7	0.6	1.9	0.5	3,06	3,06	CV
6	3.3	0.6	2.4	0.5	3,06	3,06	CV
7	3.8	0.5	2.9	0.5	3,06	3,06	CV
8	4.4	0.6	3.4	0.5	3,06	3,06	CV
9	4.9	0.5	4.0	0.6	3,06	3,06	CV
10	5.3	0.4	4.5	0.5	3,06	3,06	CV
11	5.7	0.4	5	0.5	3,06	3,06	CV
12	6.1	0.4	5.4	0.4	3,06	3,06	CV

❖ Analyse des résultats D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

V.9. Vérification de l'effort normal réduit:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (l'Art 7.4.3.1 RPA99/v2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute)

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau V-9: Vérification de l'effort normal réduit du poteau

$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	V	Vérification
(50 × 70)	1843.58	0.21	CV
(40 × 60)	1668.69	0.28	CV
(40 × 50)	1094.95	0.22	CV
(40 × 40)	566.42	0.14	CV

V.10. Vérification au renversement:**❖ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (l'Art 4.2.5 RPA99/v2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit $V - F_t$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

❖ Distribution horizontale des forces sismiques :

D'après l'Art 4.2.6 RPA99/v2003 :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$

❖ Stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai suivantes (l'Art 4.4.1 RPA99/v2003).

Le moment de renversement causé par l'action sismique est au plus égale à 2/3 le moment stabilisant, qui sera calculé en prenant le poids total de la structure.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Tableau V-10: Vérification au renversement selon X

Etage	$V_x(KN)$	$F_x(KN)$	$h(m)$	$W(KN)$	$X_G(m)$	$M_r(KN)$	$M_s(KN)$	Vérification
RDC	1781.50	15.45	6.06	25170.53	10.96	93.45	275869.01	C.V
1	1766.08	40	9.12			364.89		
2	1726.07	60.35	12.18			736.16		
3	1665.63	76.84	15.24			1173.18		
4	1588.65	94.63	18.30			1735.57		
5	1493.81	113.01	21.36			2419.23		
6	1380.55	129.83	24.42			3178.75		
7	1250.38	146.99	27.48			4050.00		
8	1103.00	167.33	30.54			5123.70		
9	935.23	189.12	33.60			6370.90		
10	745.62	214.96	36.66			7899.13		
11	530.15	253.46	39.72			10086.50		
12	276.21	275.86	42.78			11816.26		
$\Sigma = 54047.71$								

Tableau V-11: Vérification au renversement selon Y

Etage	$V_y(KN)$	$F_y(KN)$	$h(m)$	$W(KN)$	$X_G(m)$	$M_r(KN)$	$M_s(KN)$	Vérification
RDC	1843.09	15.64	8.86	25170.53	10.60	94.78	266807.62	C.V
1	1827.45	39.42	11.92			359.51		
2	1788.03	60.64	14.98			738.60		
3	1727.39	76.2	18.04			1161.29		
4	1651.19	89.87	21.1			1644.62		
5	1561.32	106.7	24.16			2279.11		
6	1454.62	127.31	27.22			3108.91		
7	1327.31	148.12	30.28			4070.34		
8	1179.19	167.63	33.34			5119.42		
9	1011.56	191.19	36.4			6423.98		
10	820.37	228	39.46			8358.48		
11	592.37	282.03	42.52			11202.23		
12	310.34	309.65	45.58			13246.83		
						$\Sigma =13341.61$		

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

V.11. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau V-12: Vérification à l'effet P- Δ sens X

Niveau	$P_k (KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_k (KN)$	$h_k (m)$	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
RDC	-24683.86	0.2	1781.50	3.06	0.009	CV
1	-22766.28	0.3	1766.08	3.06	0.013	CV
2	-20850.76	0.5	1726.07	3.06	0.018	CV
3	-18935.24	0.5	1665.63	3.06	0.019	CV
4	-17019.73	0.6	1588.65	3.06	0.021	CV
5	-15104.21	0.6	1493.81	3.06	0.020	CV
6	-13188.69	0.6	1380.55	3.06	0.019	CV
7	-11273.17	0.5	1250.38	3.06	0.015	CV
8	-9357.65	0.6	1103.00	3.06	0.017	CV
9	-7442.13	0.5	935.23	3.06	0.013	CV
10	-5526.61	0.4	745.62	3.06	0.010	CV
11	-3611.10	0.4	530.15	3.06	0.009	CV
12	-1697.64	0.4	276.21	3.06	0.008	CV

Tableau V-13: Vérification à l'effet P- Δ sens Y

Niveau	$P_k (KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_k (KN)$	$h_k (m)$	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
RDC	-24683.86	0.1	1843.09	3.06	0.004	CV
1	-22766.28	0.2	1827.45	3.06	0.008	CV
2	-20850.76	0.3	1788.03	3.06	0.011	CV
3	-18935.24	0.4	1727.39	3.06	0.014	CV
4	-17019.73	0.4	1651.19	3.06	0.014	CV
5	-15104.21	0.5	1561.32	3.06	0.016	CV
6	-13188.69	0.5	1454.62	3.06	0.015	CV
7	-11273.17	0.5	1327.31	3.06	0.014	CV
8	-9357.65	0.5	1179.19	3.06	0.013	CV
9	-7442.13	0.6	1011.56	3.06	0.014	CV
10	-5526.61	0.5	820.37	3.06	0.011	CV
11	-3611.10	0.5	592.37	3.06	0.010	CV
12	-1697.64	0.4	310.34	3.06	0.007	CV

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

Tableau V-14 : Les dimensions final de projet

		Pré dimensionnement	Dimensionnement finale
Les poutres	Le Type	La section (cm ²)	
	Poutres Principales	(30 × 45)	(30 × 45)
	Poutres secondaires	(30 × 35)	(30 × 35)
Les poteaux	S Sol	(50 × 70)	(50 × 70)
	RDC a 03 ^{ème}	(40 × 60)	(40 × 60)
	04 ^{ème} a 07 ^{ème}	(40 × 50)	(40 × 50)
	08 ^{ème} a 12 ^{ème}	(40 × 40)	(40 × 40)
Les voiles		L'épaisseur (cm)	
	Voiles périphériques	20	20
	Voiles du contreventement	20	20
	Voiles d'ascenseur	20	20

V.12. Conclusion

Lors de la modélisation, l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles à été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction, les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P-Δ. Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement sont acceptées.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

VI.1. Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations.

Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (robot).

VI.2. Combinaison des charges :

Les combinaisons de charges que nous allons les utilisés pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

- **Combinaisons BAEL :**

Selon les règles **CBA93 et BAEL 91 modifié 99**, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\begin{cases} a \text{ L'ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ a \text{ L'ELS : } G + Q \end{cases}$$

- **Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003** par l'article 5.2 comme suit :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

- La combinaison $(1.35G + 1.5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximal en travée.
- La combinaison $(G + Q \pm E)$ dont le moment négative maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur en nouveau des appuis.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra don le cas ou $M > 0$ de déterminer le ferrailage au nouveau des appuis.

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

VI.3. Ferrailage des poutres :**VI.3.1. Introduction**

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte ; Donc le ferrailage fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

VI.3.2. Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **BAEL (1.35G + 1.5Q)** : pour déterminer le moment Max entravée.
- Situation accidentelle selon le **RPA 99 Version 2003 (G + Q ± E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

VI.3.3. Recommandations des RPA 99 Version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

VI.3.4. Sollicitations de calcul sur poutre :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot 2020 les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.1: Sollicitations de calcul sur poutre

Types	Moment en appuis (KN.m)			Moment en travée (KN.m)			Effort tranchant (KN)
	M_a^u	M_a^{ser}	M_a^{Acc}	M_t^u	M_t^{ser}	M_t^{Acc}	T
Poutre principale (30 × 45)	-101.88	-74.01	-99.95	57.96	42.22	-49.98	176.56
			89.14			44.57	
Poutre secondaire (30 × 35)	-72.44	-52.41	-90.30	72.91	52.76	-45.15	129
			83.05			41.53	

VI.3.5. Ferrailage longitudinal :**a) En travées : (situation durable)**

- **Poutres principales :** $B = (b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

$$M_{tu} = 57.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{57.96 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.405^2} = 0.083$$

$$\mu_{bu} 0.083 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.108$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3875m$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{57.96 \times 10^{-3}}{0.3875 \times 347.826} \times 10^4 = 4.30 cm^2$$

b) En appuis:(situation durable)

$$M_a = 101.88 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{101.88 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.405^2} = 0.146$$

$$\mu_{bu} = 0.146 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.198$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.373m$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{101.88 \times 10^{-3}}{0.373 \times 347.826} \times 10^4 = 7.85 cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL Art A.4.2.1)**

$$A_{min}^{RPA} = 0.7\% b \cdot h \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 30 \times 45 = 6.75 cm^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.47 cm^2$$

Tableau VI.2: Vérification de la condition non fragilité

Types		$A_{cal}^{ELU} (cm^2)$	$A_{cal}^{ACC} (cm^2)$		$A_{min}^{RPA} (cm^2)$	$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$
Poutre principale (30 × 45)cm²	travée	4.30	Sup	3	6.75	1.47
			Inf	2.7		
	appuis	7.85	Sup	6.2	6.75	1.47
			Inf	5.5		
Poutre secondaire (30 × 35)cm²	travée	5.20	Sup	3.62	5,25	1.14
			Inf	3.32		
	appuis	6,70	Sup	7.45	5,25	1,14
			Inf	6.79		

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Types		Choix des barres		$A_{adopt} (cm^2)$
Poutre principale	travée	Sup	3HA16 fil	6.03
		Inf	3HA16 fil +3HA14 fil	10.65
	appuis	Sup	3HA16 fil + 3HA14 chapeaux	10.65
		Inf	3HA16 fil	6.03
Poutre secondaire	travée	Sup	3HA16 fil	6.03
		Inf	3HA16 fil + 3HA14 fil	10.65
	appuis	Sup	3HA16 fil + 3HA14 chapeaux	10.65
		Inf	3HA16 fil	6.03

➤ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

en zone courante : $A_{max} = 4\%b.h = 4\% \times 30 \times 35 = 42cm^2 \geq A \text{ adopte}$

en zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b.h = 6\% \times 30 \times 35 = 63 cm^2 \geq A \text{ adopte}$

➤ **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r \geq 40\emptyset$ En Zone IIa

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r \geq 56 \text{ cm}$

on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$

VI.3.6. Calcul des armatures transversales :

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_{lmin} \right\}$$

➤ **Poutres Principales :**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right\} \Rightarrow \emptyset_t \leq 12.85mm$$

On adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 cm^2$

Soit : 1 cadre +1étrier de $\emptyset 8$ pour toutes les poutres principales.

➤ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right\} \Rightarrow \emptyset_t \leq 10mm$$

On adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 cm^2$

Soit : 1 cadre +1étrier de $\emptyset 8$ pour toutes les poutres secondaires.

❖ **Espacement des armatures transversales :**

a) Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

➤ **Zone nodale:** $s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\emptyset_{lmin} \right\}$

• **Poutres Principales :** $s_t \leq \min \left\{ \frac{11.25cm}{16.8cm} = 11.25cm \right.$ Soit : $s_t = 10 cm$

• **Poutres secondaires :** $s_t \leq \min \left\{ \frac{8.75cm}{16.8cm} = 8.75cm \right.$ Soit : $s_t = 8 cm$

➤ **Zone courante :** $s_t \leq \frac{h}{2}$

• **Poutres Principales :** $s_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 cm$ Soit : $s_t = 15 cm$

• **Poutres secondaires :** $s_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 cm$ Soit : $s_t = 15 cm$

- b) Selon **BAEL**: $s_t \leq \min \begin{cases} 0.9d \\ 40\text{cm} \end{cases}$
- **Poutres Principales** : $s_t \leq \min \begin{cases} 0.9 \times 40.5 = 36.4\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} = 36.4\text{cm}$ Soit : $s_t = 30\text{ cm}$
 - **Poutres secondaires** : $\begin{cases} 0.9 \times 31.5 = 28.3\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} = 28.3\text{cm}$ Soit : $s_t = 25\text{ cm}$

❖ **Vérification de la section d'armatures transversales :**

a) Selon le **RPA99** : $A_t \geq 0.003 \cdot s_t \cdot b$

➤ **Zone nodale :**

- **Poutre principales** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$
- **Poutre secondaires** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

➤ **Zone courante :**

- **Poutre principales** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$
- **Poutre secondaires** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

b) Selon le **BAEL** : $A_t \geq \frac{s_t \times 0.4b}{f_e}$

➤ **Zone nodale :**

- **Poutre principales** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq \frac{10 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.3\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$
- **Poutre secondaires** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq \frac{8 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.24\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

➤ **Zone courante :**

- **Poutre principales** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$
- **Poutre secondaires** : $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45\text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

VI.3.7. Vérifications nécessaires

a) **Vérifications à ELU**

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL)**

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

Tel que $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5\text{MPa} \} = 3.33\text{ MPa}$$

Tableau VI.4: Vérification au cisaillement

Poutres	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{kN})$	Observation
Poutre principales	176.52	1.45	Vérifiée
Poutres secondaires	129	1.36	Vérifiée

Donc Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

b) **Vérification à l'ELS :**

❖ **état limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15[A_s + A'_s]y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15(A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (d' - y)^2)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton :

Types	Au Niveau	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
PP	Appuis	74.01	10.65	6.03	14.70	146611.66	7.42	15	vérifié
	Travées	42.22	10.65	6.03	14.7	146611.66	4.23	15	Vérifié
PS	Appuis	52.41	10.65	6.03	12.52	82288.54	7.97	15	Vérifié
	Travées	52.76	10.65	6.03	12.52	82288.54	8.03	15	Vérifié

❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ **Condition de la vérification de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1):**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes,

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}}$
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau VI.6: vérification de la flèche

Types	h (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}}$	$\frac{A_s}{b_0 \cdot d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	A	b	C
PP	45	30	500	10.65	0.09	0.038	0.008	0.01	cv	cv	cv
PS	35	30	346	10.65	0.10	0.09	0.01	0.01	cv	cv	cv

VI.3.8. Schéma de ferrailage des poutres

	EN travée	EN appui
PP		
PS		

Figure VI-1: Schéma de ferrailage des poutres

VI.4. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions ($M_y; M_z$ donnés par le Robot).

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l'ELU

VI.4.1.Recommandation du RPA 99 version 2003:

a) Armatures longitudinales: Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données :

$$h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

b) Armatures transversales: Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Avec : λ l'élancement géométrique

S_t : Espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{ cm})$ en Zone IIa

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ en Zone IIa

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

-La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en % est donnée par:

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si $3 \leq \lambda_g \leq 5$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau, et l_f longueur de flambement du poteau.

VI.4.2. Calcul du ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G, Q et E) aux fondations.

Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à un moment fléchissant (M_y ou M_z)

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des Sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau VI.7: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	347.826
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons de charges citées au paragraphe précédent, dans les deux sens longitudinal et transversal. Il est à noter que nous prévoyons un calcul pour les cas ci-après:

$$N_{max} \Rightarrow M_{corr}$$

$$N_{min} \Rightarrow M_{corr}$$

$$M_{max} \Rightarrow N_{corr}$$

VI.4.2.1. Les résultats de l'auto desk robot structural analysés Professional 2020

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel robot sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau VI.8: Efforts internes

Sollicitations			Poteaux (50 × 70)cm ²	Poteaux (40 × 60)cm ²	Poteaux (40 × 50)cm ²	Poteaux (40 × 40)cm ²
Cas 01	ELU	N_{max} (KN)	1843.58	1668.69	1094.95	566.42
		$M_{y,corr}$ (KN.m)	3.64	-0.73	-4.16	-6.88
		$M_{z,corr}$ (KN.m)	10.88	8.58	15.87	12.15
Cas 02	0.8+EX	N_{min} (KN)	-165.74	-318.35	-121.73	-44.38
		$M_{y,corr}$ (KN.m)	2.01	46.29	8.19	7.18
		$M_{z,corr}$ (KN.m)	-18.24	-0.84	-25.47	-22.96
Cas 03	G+Q+EX	M_{max} (KN.m)	63.41	-89.58	89.14	80.67
		N_{corr} (KN)	93.69	623.87	175.85	67.22
		$M_{z,corr}$ (KN.m)	-18.57	4.11	-21.79	-6.03
Cas 04	ELS	N_{max} (KN)	1313.91	1197.55	786.33	407.28
		$M_{y,corr}$ (KN.m)	2.58	-0.54	-2.96	-4.90
		$M_{z,corr}$ (KN.m)	7.52	6.40	11.97	9.28

VI.4.2.2. Calcul du ferrailage :**❖ Exemple de calcul:**

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau (50 × 70)cm²

❖ Les armatures longitudinales:**Cas 01 :**

$$N_{max} = 1843.58 \text{ KN} ; M_{max} = 10.88 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des excentricités :**✓ Etat limite ultime :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_1 : Excentricité de premier ordre.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.88}{1843.58} = 0.006 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\varphi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanentes.

l_f : Longueur de flambement.

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{10.88}{1.5 \times 7.52} \right) = 0.35$$

$$l_f = 2L_0 = 2 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.7} (2 + 0.35 \times 2) = 0.005 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.006 + 0.005 + 0.02 = 0.031 \text{ m} = 3.1 \text{ cm}$$

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_{ua} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 1843.58 \left(0.031 + 0.9 \times 0.7 - \frac{0.7}{2} \right) = 573.353 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{573.353 \times 10^{-3}}{0.5 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.204$$

$$\mu_{bu} = 0.204 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.204 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.288$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.557 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.204 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \varepsilon_{st} = 3.5\text{‰} \left(\frac{1 - 0.288}{0.288} \right) = 8.65\text{‰}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E} \Rightarrow \varepsilon_l = \frac{400}{1.15 \times 2.1 \times 10^5} = 1.66\text{‰}$$

$$\varepsilon_{st} = 8.65\text{‰} \geq \varepsilon_l = 1.66\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{573.353 \times 10^{-3}}{0.557 \times 347.826} \times 10^4 = 29.59 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 29.59 - \frac{1843.58}{347.826} \times 10 = 23.41 \text{ cm}^2$$

Cas 02 :

$$N_{max} = -165.74 \text{ KN} ; M_{max} = -18.24 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des excentricités :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.24}{165.74} = 0.11 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{10.88}{1.5 \times 7.52} \right) = 0.35$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.7} (2 + 0.35 \times 2) = 0.005 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.11 + 0.005 + 0.02 = 0.135 \text{ m} = 13.5 \text{ cm}$$

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_{ua} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 165.74 \left(0.135 + 0.9 \times 0.7 - \frac{0.7}{2} \right) = 68.782 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{68.782 \times 10^{-3}}{0.5 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 18.48} = 0.019$$

$$\mu_{bu} = 0.019 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.019 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.024$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.624 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.019 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{68.782 \times 10^{-3}}{0.624 \times 400} \times 10^4 = 2.76 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2.76 - \frac{-165.74}{400} \times 10 = 6.90 \text{ cm}^2$$

Cas 03 :

$$N_{max} = 93.69 \text{ KN} ; M_{max} = 63.41 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des excentricités :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{63.41}{93.69} = 0.677 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{10.88}{1.5 \times 7.52} \right) = 0.35$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.7} (2 + 0.35 \times 2) = 0.005 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.677 + 0.005 + 0.02 = 0.702 \text{ m} = 70.2 \text{ cm}$$

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_{ua} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 93.69 \left(0.702 + 0.9 \times 0.7 - \frac{0.7}{2} \right) = 92.004 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{92.004 \times 10^{-3}}{0.5 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 18.48} = 0.025$$

$$\mu_{bu} = 0.025 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.025 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.032$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.622m$$

$$\mu_{bu} = 0.025 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{92.004 \times 10^{-3}}{0.622 \times 400} \times 10^4 = 3.7 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 3.7 - \frac{93.41}{400} \times 10 = 1.36 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

➤ **Recommandations du RPA99 v 2003 :**

$$A_{min}^{RPA} = 0,8\%b \cdot h \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.8\% \times 50 \times 70 = 28 \text{ cm}^2$$

- En zone courante : $A_{max} = 4\%b \cdot h = 4\% \times 50 \times 70 = 140 \text{ cm}^2$
- En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \cdot h = 6\% \times 50 \times 70 = 210 \text{ cm}^2$

➤ **Recommandations du BAEL91**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 50 \times 63 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{\frac{7.52 \times 100}{1313.91} - 0.45 \times 63}{\frac{7.52 \times 100}{1313.91} - 0.185 \times 63}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 9.53 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9: ferrailrages longitudinales des poteaux

Section (cm ²)	Combinaisons	A_{cal} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des barres
(50 × 70)	Cas 01	23.41	28	9.53	28	16T20=50.27 cm ²
	Cas 02	6.90				
	Cas 03	1.36				
(40 × 60)	Cas 01	18.76	19.20	6.56	19.20	10T16=20.11
	Cas 02	14.26				
	Cas 03	2.84				
(40 × 50)	Cas 01	11.57	16	5.98	16	10T16=20.11cm ²
	Cas 02	6.08				
	Cas 03	3.17				
(40 × 40)	Cas 01	5.47	12.80	5.52	12.80	8T16=16.08 cm ²
	Cas 02	5.34				
	Cas 03	5.20				

❖ Ferrailage des armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du s sol

Soit :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

L'élancement géométrique du poteau $\lambda_g : \lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 2.8}{0.70} = 2.80$

Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile $\rho : \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$

➤ Espacement des armatures transversales S_t :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10 \times 1.6; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Les armatures transversales des poteaux :

- Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot S_t \Rightarrow A_t = \frac{3.75 \times 45.02 \times 10^{-3}}{0.70 \times 400} \times 0.10 \times 10^4 \Rightarrow A_t = 0.60 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante :

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot S_t \Rightarrow A_t = \frac{3.75 \times 45.02 \times 10^{-3}}{0.70 \times 400} \times 0.15 \times 10^4 \Rightarrow A_t = 0.90 \text{ cm}^2$$

➤ La quantité d'armatures transversales minimale $A_{t\min}$:

$$\lambda_g = 2.80 \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t\min}}{S_t b} \geq 0.80\%$$

- Dans la zone nodale : $A_{t\min} \geq 0.80\% \cdot S_t b \Rightarrow A_{t\min} \geq 0.8\% \times 10 \times 50$
 $\Rightarrow A_{t\min} = 4 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante : $A_{t\min} \geq 0.80\% \cdot S_t b \Rightarrow A_{t\min} \geq 0.8\% \times 15 \times 50$
 $\Rightarrow A_{t\min} = 6 \text{ cm}^2$

Tableau VI.10 : les armatures transversales des poteaux

Niveau	S SOL	RDC a 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} a 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} a 12 ^{eme} étage
Section (cm^2)	(50 × 70)	(40 × 60)	(40 × 50)	(40 × 40)
$\varnothing l_{\min}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,6
λ_g	2.80	3.57	4.28	5.35
ρ_a	3,75	3,75	3.75	2,50
T_u (KN)	45.02	24.73	24.28	34.21
zone nodale S_t (cm)	10	10	10	10
zone courante S_t (cm)	15	15	15	15
zone nodale A_t^{cal} (cm^2)	0,60	0.39	0.46	0.53
zone courante A_t^{cal} (cm^2)	0.90	0.58	0.68	0.80
zone nodale A_t^{\min} (cm^2)	4	3.20	3.20	1.20
zone courante A_t^{\min} (cm^2)	6	4.80	4.80	1.80
A_t (cm^2) adopte	8T8=4.02	4T8=2.01	4T8=2.01	4T8=2.01
Nombre des cadres	4	2	2	2

VI.4.3. Vérification nécessaires :

a) Vérification ELU :

❖ contraintes de cisaillement :

➤ Suivant RPA99 v 2003 :

D'après l'art 7.4.3.2 RPA99/V2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\tau_{bu} = \frac{T}{b.d}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante: $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

Tableau VI.11 : Vérification de cisaillement

Niveau	$T (KN)$	$b (m)$	$d (m)$	ρ_d	$\tau_{bu} (MPa)$	$\bar{\tau}_{bu} (MPa)$	Vérification
S sol	45.02	0,50	0,63	0,040	0,14	1	CV
RDC a 3 ^{eme} étage	24.73	0,40	0,54	0,040	0,11	1	CV
4 ^{eme} a 7 ^{eme} étage	24.28	0,40	0,45	0,040	0,13	1	CV
8 ^{eme} a 12 ^{eme} étage	34.21	0,40	0,36	0,075	0,24	1.88	CV

b) Vérification ELS :

❖ **Vérification des contraintes de compression :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc\ 1,2} = \frac{N_{ser}}{B} \pm \frac{M_G^{ser}}{I} \cdot y^{sup,inf} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$B = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogene)}$$

$$y^{sup} = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} ; y^{inf} = h - y^{sup}$$

$$I = \frac{b}{3} (y_{sup}^3 + y_{inf}^3) + 15A'(y^{inf} - d')^2 + 15(d - y^{sup})^2$$

Tableau VI.12 : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveau	B (cm^2)	d (cm)	A (cm^2)	y^{sup} (cm)	y^{inf} (cm)	I (m^4)	N_{ser} (kN)	M_G^{ser} ($kN.m$)	$\sigma_{bc\ 1}$ (MPa)	$\sigma_{bc\ 2}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
S Sol	(50 × 70)	63	50.27	48.57	21.43	187.94	1313.91	7.52	3.76	3.75	15
RDC a 3 ^{eme} étage	(40 × 60)	54	20.11	36.79	23.21	83.01	1197.55	6.4	5	4.99	15
4 ^{eme} a 7 ^{eme} étage	(40 × 50)	45	20.11	31.79	18.21	25.87	786.33	11.97	3.95	3.92	15
8 ^{eme} a 12 ^{eme} étage	(4 × 40)	36	16.08	26.03	13.97	6.41	407.28	9.28	2.58	2.52	15

VI.4.4. Schéma de ferrailage des poteaux :

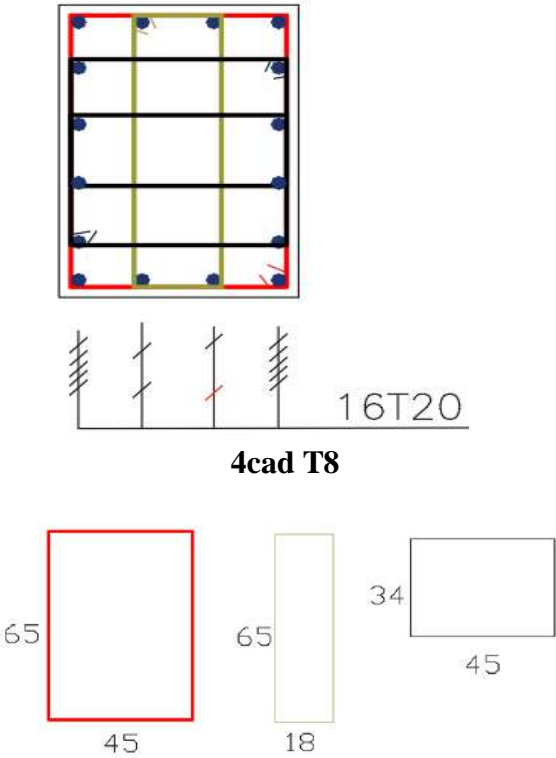
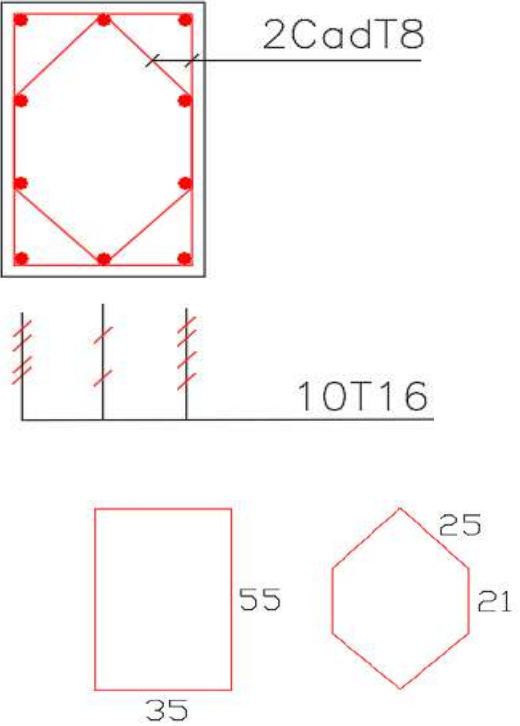
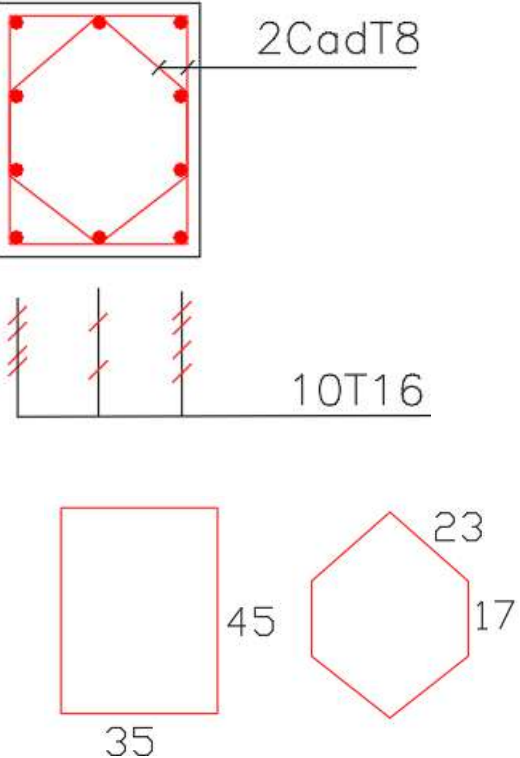
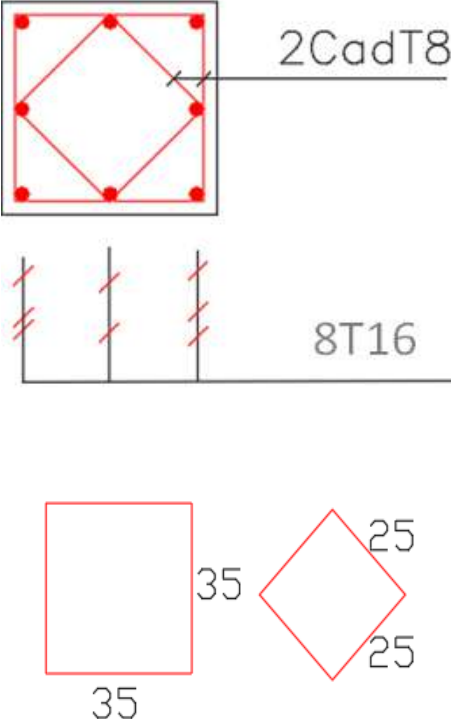
S sol (50×70) cm^2	RDC a 3 ^{eme} étage (40×60) cm^2
 <p>16T20</p> <p>4cad T8</p> <p>65 45</p> <p>65 18</p> <p>34 45</p>	 <p>2CadT8</p> <p>10T16</p> <p>55 35</p> <p>25 21</p>
4 ^{eme} a 7 ^{eme} étage (40×50) cm^2	8 ^{eme} a 12 ^{eme} étage (40×40) cm^2
 <p>2CadT8</p> <p>10T16</p> <p>45 35</p> <p>23 17</p>	 <p>2CadT8</p> <p>8T16</p> <p>35 35</p> <p>25 25</p>

Figure VI-2: Schéma de ferrailage des poteaux

VI.5. Etude des voiles :

VI.5.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc le ferraillement des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composées sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes G et aux surcharges d'exploitation Q ,

ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- ✓ des armatures verticales.
- ✓ des armatures horizontales.
- ✓ des armatures transversales.

VI.5.2. Les combinaisons de calcul :

D'après l'article 7.7.4 RPA99 Version 2003 les trumeaux seront calculés en flexion composée (effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M)) tirées à partir des fichiers résultats du logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020 sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q ; \text{ ACC : } \begin{matrix} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{matrix}$$

Tableau VI.13: Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 01 sens y-y)

Combinaison	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$T (KN)$	$\sigma_s (MPa)$	$\sigma_d (MPa)$	$L_t (m)$	$L_c (m)$
ELU	1363.92	130.09	16.33	1.80	1.38	0	4.3
G+Q+EX	480.3	346.48	112.07	1.12	-0.0016	0	4.3
G+Q-EX	2458.07	147.5	134.69	3.10	2.62	0	4.3
G+Q+EY	155.72	1565.4	207.7	2.71	-2.35	2	2.30
G+Q-EY	2092.48	1950.09	319.54	5.59	-0.72	0.49	3.81
0.8G+EX	823.18	304.22	116.21	1.45	0.47	0	4.3
0.8G-EX	2117.8	202.58	131.62	2.79	2.14	0	4.3
0.8G+EY	454.98	2093.99	299.99	3.91	-2.86	1.81	2.49
0.8G-EY	1749.6	1992.35	315.4	5.26	-1.19	0.79	3.51

Tableau VI-14: Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 02 sens x-x)

Combinaison	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$T (KN)$	$\sigma_g (MPa)$	$\sigma_d (MPa)$	$L_t (m)$	$L_c (m)$
ELU	943.1	23.35	20.07	2	0	0	2.5
G+Q+EX	131.75	718.96	239.59	3.72	2.62	0	2.5
G+Q-EX	1499.22	752.88	-210.46	6.62	-2.35	0.66	1.84
G+Q+EY	194.01	38.57	72.4	0.57	-0.72	1.39	1.11
G+Q-EY	1561.48	72.59	43.22	3.47	0.47	0	2.5
0.8G+EX	373.02	724.55	234.66	4.23	2.14	0	2.5
0.8G-EX	1255.51	747.4	215.33	6.10	-2.86	0.8	1.7
0.8G+EY	437.71	44.06	67.53	1.09	-1.19	1.30	1.20
0.8G-EY	1317.77	67.11	48.09	2.97	0	0	2.5

VI.5.3. Ferrailage du Voile 1**➤ Sens y-y:****Données : Résultats de l'Analyse:**

$$\text{ELU : } N = 1363.92 \text{ KN ; } M = -130.09 \text{ KN.m}$$

$$G + Q + E_y : N = 155.72 \text{ KN ; } M = 1565.4 \text{ KN.m}$$

$$0.8G + E_y ; N = 454.98 \text{ KN ; } M = 2093.99 \text{ KN.m}$$

❖ Caractéristiques Géométrique du Voile :

$$✓ \text{ La Section : } S = a \cdot L \Rightarrow S = 0.20 \times 4.30 = 0.86 \text{ m}^2$$

$$✓ \text{ Moment d'inertie : } I = \frac{a \cdot l^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 4.30^3}{12} = 1.33 \text{ m}^4$$

$$✓ \text{ Position de centre de gravité : } v = v' = \frac{L}{2} = \frac{4.30}{2} = 2.15 \text{ m}$$

$$✓ \text{ Extrémités du noyau central : } c = c' = \frac{L}{6} = \frac{4.30}{6} = 0.72 \text{ m}$$

VI.5.3.1. Vérification de la résistance du voile (G + Q + Ey)**❖ Calcul des Contrainte**

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{155.72 \times 10^{-3}}{0.86} - \frac{1565.4 \times 10^{-3}}{1.33} \times 2.15 = -2.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_d = \frac{155.72 \times 10^{-3}}{0.86} + \frac{1565.4 \times 10^{-3}}{1.33} \times 2.15 = 2.71 \text{ MPa}$$

Donc nous sommes dans le cas d'une section Partiellement Comprimée, on doit Déterminer les Longueurs des Zones Comprimée et Tendue

VI.5.3.2. Vérification de l'effort limite ultime $N_{u \text{ limite}}$:

$$l_w = 3.06 \text{ m}$$

$$b = 4.30 - 2 \times 0.60 = 3.10 \text{ m}$$

Voile encastrée sur 3 rives (2 planchers + 1 voile transversale)

$$\Rightarrow \beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2} \Rightarrow \beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{3.06}{3 \times 3.1}\right)^2} = 0.90$$

$$l_f = \beta l_w = 0.90 \times 3.06 = 2.75 \text{ m}$$

❖ **Elancement** : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 47.63$

❖ **Coefficient** : $\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.62$

❖ **Acier Minimal** : $A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot l = 17.20 \text{ cm}^2$

❖ **Section réduite** : $B_r = l(a - 2) = 7740 \text{ cm}^2$

❖ **Effort Limite Ultime (Cas de Béton Armé) :**

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.61 \left[\frac{0.774 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 0.001720 \cdot \frac{400}{1.5} \right] \times 10^3 = 11765.04 \text{ KN}$$

❖ **Effort Limite Ultime (Cas de Béton Non-Armé) :**

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{28}}{0.9 \gamma_b} \right] = 0.61 \left[\frac{0.774 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right] \times 10^3 = 11404.35 \text{ KN}$$

❖ **Calcul de Contrainte limite ultime $\sigma_{u \text{ lim}}$ correspondante :**

$$\sigma_{u \text{ lim}} = \begin{cases} \sigma_{BA} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot l_i} = \frac{11765.04 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.10} = 18.98 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot l_i} = \frac{11404.35 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.10} = 18.39 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{BA} = 18.98 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 2.71 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = 18.39 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 2.71 \text{ MPa} \end{cases}$$

On doit mettre un ferrailage maximale dans la partie comprimée $A_{sc} = 17.20 \text{ cm}^2$

VI.5.3.3. Ferrailage sous (0.8G + Q)

$$N = 1749.60 \text{ KN} ; M = 1992.35 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des Contrainte**

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{454.98 \times 10^{-3}}{0.86} - \frac{2093.99 \times 10^{-3}}{1.33} \times 2.15 = -2.86 \text{ MPa}$$

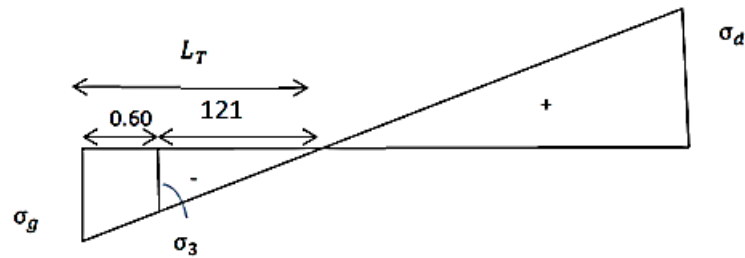
$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{454.98 \times 10^{-3}}{0.86} + \frac{2093.99 \times 10^{-3}}{1.33} \times 2.15 = 3.91 \text{ MPa}$$

❖ **Longueurs des Zones comprimée et Tendue :**

• **Longueur de la Zone Tendue** : $\frac{L_T}{L} = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \Rightarrow L_T = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \cdot L$

$$\Rightarrow L_T = \frac{2.86}{2.86 + 3.91} \cdot 430 = 181 \text{ cm}$$

- Longueur de la Zone Comprimée : $L_c = L - L_T = 430 - 181 = 249 \text{ cm}$



❖ Calcul des Contraintes σ_i

- Contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_g} = \frac{L_3}{L_T} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{L_3}{L_T} \cdot \sigma_g = 2.86 \times \frac{181 - 60}{79.33} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } L_3 = 181 - 60 = 121 \text{ cm} < \begin{cases} \frac{h_e}{2} = 153 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} L_c = 233.78 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Détermination des Armatures verticale

- Partie Poteau : $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + \sigma_g}{2} = \frac{1.91 + 2.86}{2} = 2.39 \text{ MPa}$

$$A_{v \text{ poteau}} = \frac{f_{1 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot a \cdot b}{f_e / \gamma_s} = \frac{2.39 \times 20 \times 60}{400} = 7.17 \text{ cm}^2$$

- Partie voile : $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + 0}{2} = \frac{1.91 + 0}{2} = 0.96 \text{ MPa}$

$$A_{v \text{ voile}} = \frac{f_{2 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot L_3 \cdot a}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.96 \times 121 \times 20}{400} = 5.81 \text{ cm}^2$$

❖ Armature de Couture :

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \times \frac{x}{2} = 1.1 \times \frac{1.4T}{f_e} \times \frac{x}{2}$$

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 319.54 \times 10^{-3}}{400} \times \frac{181}{430} \times 10^4 = 5.18 \text{ cm}^2$$

❖ Armature Totale Poteau

$$A_{v \text{ poteau}} = 7.17 + \frac{5.18 \times 60}{181} = 8.89 \text{ cm}^2$$

❖ Armature Totale voile

$$A_{v \text{ voile}} = 5.81 + \frac{5.18 \times 121}{181} = 9.27 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification RAP99/2003

$$A_{v \min} = 0.2\% . B_t = 0.002[(40 \times 60) + (121 \times 20)] = 9.64 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

$$A_{v \text{ poteau}} = 8.89 \text{ cm}^2 < A_{v \min} = 9.64 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 9HA20 = 2 \times 28.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ voile}} = 9.27 \text{ cm}^2 < A_{v \min} = 9.64 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 4HA20 = 2 \times 12.57 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement des Armatures

Dans la zone d'extrémité $(\frac{L}{10}) : \frac{S_t}{2} \leq \frac{1}{2} \min(1.5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante $: S_t \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Armatures horizontales :

$$A_H = \frac{2}{3} A_V = \frac{2}{3} \times 25.13 = 16.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } \bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1.4V}{b.d} = \frac{1.4 \times 319.54 \times 10}{20 \times 0.9 \times 430} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.54 \text{ MPa} \leq \tau = 5 \text{ MPa}$$

Les armatures horizontales sont des armatures de dispositions

$$(A_l = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2) / S_t = 20 \text{ cm}$$

VI.5.4. Ferrailage du Voile 02

➤ Sens x-x:

Données : Résultats de l'Analyse :

$$\text{ELU : } N = 943.10 \text{ KN ; } M = 23.35 \text{ KN.m}$$

$$G + Q - \text{Ex : } N = 1499.22 \text{ KN ; } M = 752.88 \text{ KN.m}$$

$$0.8G + E ; N = 437.71 \text{ KN ; } M = 44.06 \text{ KN.m}$$

❖ Caractéristiques Géométrique du Voile :

$$✓ \text{ La Section : } S = a.L \Rightarrow S = 0.20 \times 2.50 = 0.50 \text{ m}^2$$

$$✓ \text{ Moment d'inertie : } I = \frac{a.l^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 2.5^3}{12} = 0.26 \text{ m}^4$$

$$✓ \text{ Position de centre de gravité : } v = v' = \frac{L}{2} = \frac{2.50}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$✓ \text{ Extrémités du noyau central : } c = c' = \frac{L}{6} = \frac{2.50}{6} = 0.42 \text{ m}$$

VI.5.4.1. Vérification des résistances du voile (G + Q – Ex)

❖ Calcul des Contrainte

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{1499.22 \times 10^{-3}}{0.50} - \frac{752.88 \times 10^{-3}}{0.26} \times 1.25 = -0.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{1499.22 \times 10^{-3}}{0.50} + \frac{752.88 \times 10^{-3}}{0.26} \times 1.25 = 6.62 \text{ MPa}$$

Donc nous sommes dans le cas d'une section Partiellement Comprimée, on doit Déterminer les Longueurs des Zones Comprimée et Tendue

VI.5.4.2. Vérification de l'effort limite ultime $N_{u \text{ limite}}$:

$$l_w = 3.06 \text{ m}$$

$$b = 2.50 - 2 \times 0.40 = 1.7 \text{ m}$$

Voile encastrée sur 3 rives (2 planchers + 1 voile transversale)

$$\Rightarrow \beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2} \Rightarrow \beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{3.06}{3 \times 1.7}\right)^2} = 0.74$$

$$l_f = \beta l_w = 0.74 \times 3.06 = 2.26 \text{ m}$$

$$\text{❖ Elancement : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 39.14$$

$$\text{❖ Coefficient : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.68$$

$$\text{❖ Acier Minimal : } A_{\min} = 0.2\% \cdot a \cdot l = 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{❖ Section réduite : } B_r = l(a - 2) = 45000 \text{ cm}^2$$

❖ Effort Limite Ultime (Cas de Béton Armé) :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.68 \left[\frac{0.450 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 0.0010 \cdot \frac{400}{1.5} \right] \times 10^3 = 7572.64 \text{ KN}$$

❖ Effort Limite Ultime (Cas de Béton Non-Armé) :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] = 0.61 \left[\frac{0.774 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right] \times 10^3 = 7391.30 \text{ KN}$$

❖ Calcul de Contrainte limite ultime $\sigma_{u \text{ lim}}$ correspondante :

$$\sigma_{u \text{ lim}} = \begin{cases} \sigma_{BA} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot l_i} = \frac{7572.64 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.70} = 22.27 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot l_i} = \frac{7391.30 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.70} = 21.74 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{BA} = 22.27 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 5.58 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = 21.74 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 5.58 \text{ MPa} \end{cases}$$

On doit mettre un ferrailage maximale dans la partie comprimée $A_{sc} = 10 \text{ cm}^2$

VI.5.4.3. Ferrailage sous (0.8G + Q)

$$N = 1255.51 \text{ KN} ; M = 747.40 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des Contrainte

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{437.71 \times 10^{-3}}{0.50} - \frac{44.06 \times 10^{-3}}{0.26} \times 1.25 = -1.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_d = \frac{437.71 \times 10^{-3}}{0.50} + \frac{44.06 \times 10^{-3}}{0.26} \times 1.25 = 1.09 \text{ MPa}$$

❖ Longueurs des Zones comprimée et Tendue :

- Longueur de la Zone Tendue : $\frac{L_T}{L} = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \Rightarrow L_T = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \cdot L$

$$\Rightarrow L_T = \frac{1.19}{1.19 + 1.09} \cdot 250 = 130 \text{ cm}$$

- Longueur de la Zone Comprimée : $L_c = L - L_T = 250 - 130 = 120 \text{ cm}$

❖ Calcul des Contraintes σ_i

- Contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_g} = \frac{L_3}{L_T} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{L_3}{L_T} \cdot \sigma_g = 1.19 \times \frac{90}{130} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } L_3 = L_T - 40 = 130 - 40 = 90 \text{ cm} < \begin{cases} \frac{h_e}{2} = 153 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} L_c = 141.6 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Détermination des Armatures verticale

- Partie Poteau : $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + \sigma_g}{2} = \frac{0.82 + 1.19}{2} = 2.01 \text{ MPa}$

$$A_{v \text{ poteau}} = \frac{f_{1 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot a \cdot b}{f_e / \gamma_s} = \frac{2.01 \times 20 \times 40}{400} = 4.02 \text{ cm}^2$$

- Partie voile : $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + 0}{2} = \frac{0.82 + 0}{2} = 0.41 \text{ MPa}$

$$A_{v \text{ voile}} = \frac{f_{2 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot L_3 \cdot a}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.41 \times 90 \times 20}{400} = 1.85 \text{ cm}^2$$

❖ Armature de Couture :

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \times \frac{x}{2} = 1.1 \times \frac{1.4T}{f_e} \times \frac{x}{2}$$

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 215.33 \times 10^{-3}}{400} \times \frac{130}{250} \times 10^4 = 4.31 \text{ cm}^2$$

❖ Armature Totale Poteau

$$A_{v \text{ poteau}} = 4.02 + \frac{4.31 \times 40}{130} = 5.35 \text{ cm}^2$$

❖ Armature Totale voile

$$A_{v \text{ voile}} = 1.85 + \frac{4.31 \times 90}{130} = 4.83 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification RAP99/2003

$$A_{v \text{ min}} = 0.2\% \cdot B_t = 0.002[(40 \times 60) + (90 \times 20)] = 8.40 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

$$A_{v \text{ poteau}} = 5.35 \text{ cm}^2 < A_{v \text{ min}} = 8.40 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 4HA20 = 2 \times 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ voile}} = 4.83 \text{ cm}^2 < A_{v \text{ min}} = 8.40 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 4HA20 = 2 \times 12.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des Armatures**

Dans la zone d'extrémité $(\frac{L}{10}) : \frac{S_t}{2} \leq \frac{1}{2} \min(1.5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{2}{3} A_V = \frac{2}{3} \times 12.57 = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } \bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1.4V}{b.d} = \frac{1.4 \times 215.33 \times 10}{20 \times 0.9 \times 250} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.67 \text{ MPa} \leq \tau = 5 \text{ MPa}$$

Les armatures horizontales sont des armatures de dispositions

$$(A_l = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2) / S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm, Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement chapitre VI étude des portiques 168 au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux. Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

VI.5.5. Schéma de ferrailage des voiles :
Sans y-y : V1

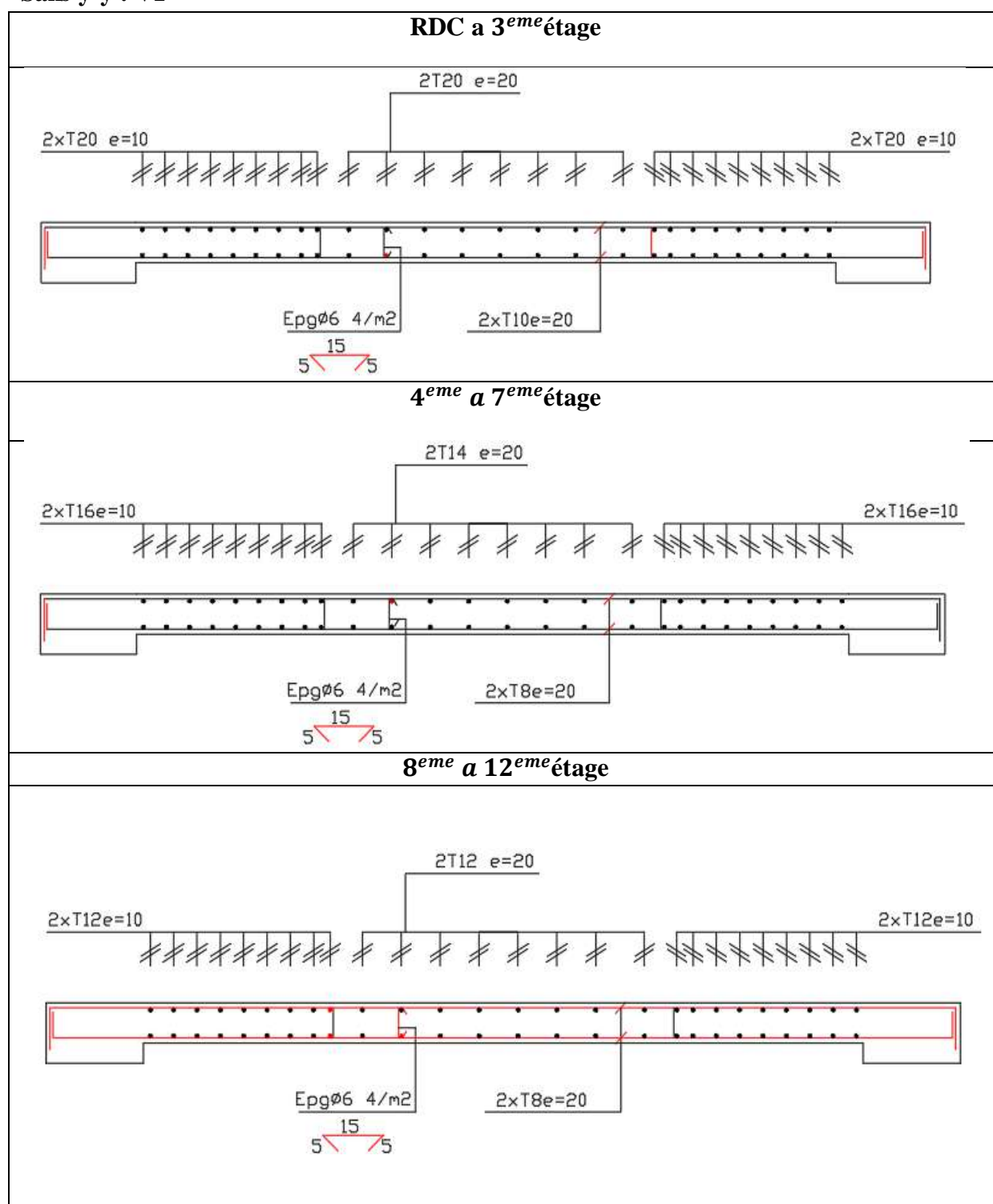


Figure VI-3:Schéma de ferrailage des voiles(Sans y-y)

Sans x-x :V2

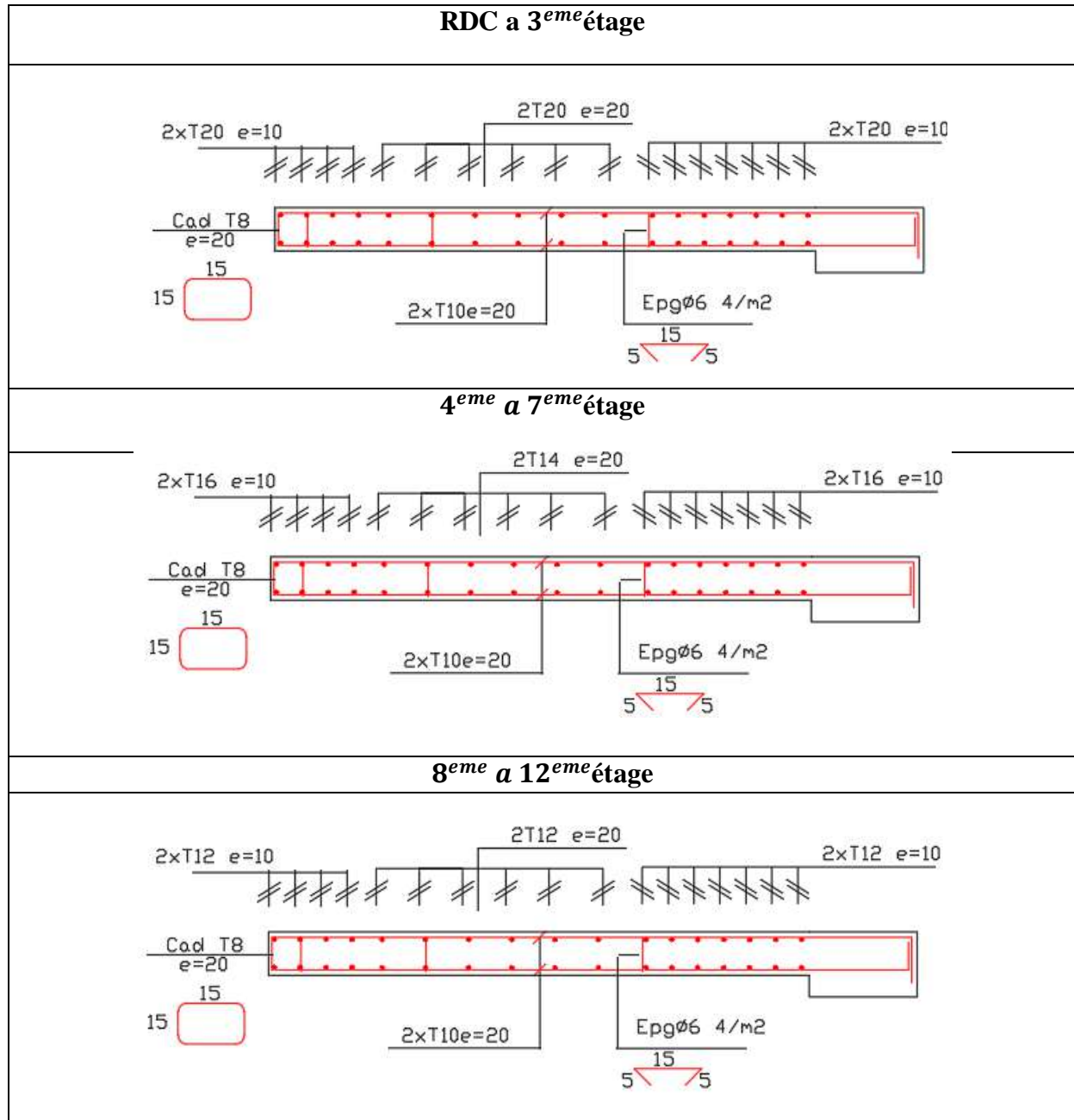


Figure VI-4:Schéma de ferrailage des voiles(Sans X-X)

VI.6. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Les poteaux ont été calculés et ferraillés avec le logiciel ROBOT et le minimum du RPA.

Les poutres sont ferraillées avec les sollicitations obtenues par le ROBOT.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le ROBOT.

Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VII.2. Etude du mur voile périphérique :**VII.2.1. Définition :**

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

D'après RPA99 version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm. → Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

Il est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

VII.2.2. Calcul des caractéristiques du sol :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes). On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension (4.05×4.19) m². Les contraintes engendrées par la surcharge et la poussée des terres qui sont notées P_1 et P_2 sont exprimées comme suit : $P_1 = k_a \cdot Q$

Avec :

k_a : Coefficient de poussée des terres.

Q : La surcharge d'exploitation = 5 kN/m².

$$k_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) = 0.27$$

$$P_1 = 0.27 \times 5 = 1.35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_2 = k_a \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

γ : Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$.

H : La hauteur de mur.

$$P_2 = 0.27 \times 18 \times 2.80 = 13.61 \text{ kN} / \text{m}^2$$

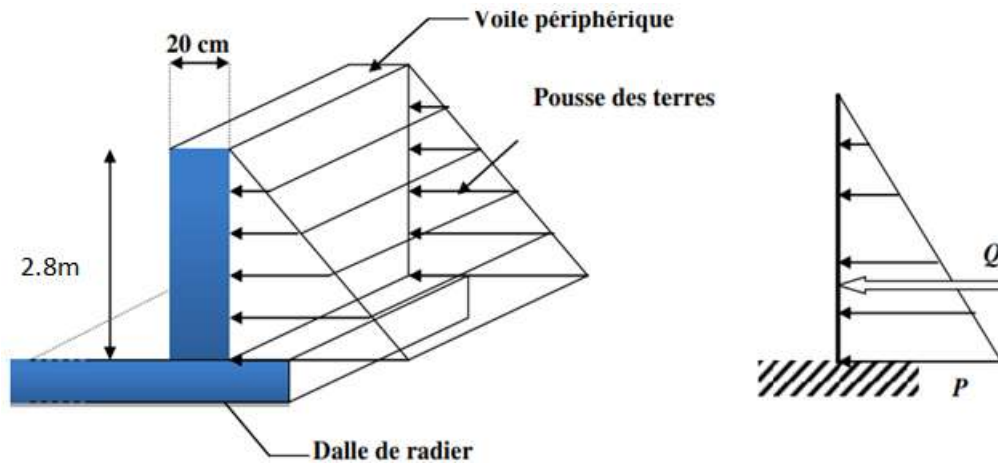


Figure VII.1 :Schéma statique d'un voile périphérique.

VII.2.3. Calcul des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35p_2 + 1.5p_1 = 20.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{Ser}} = p_2 + p_1 = 14.96 \text{ KN/ml}$$

VII.2.4. Détermination des sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.8}{4.30} = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.}$$

A l'ELU :

❖ Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = 0.0745$$

$$\mu_y = 0.369$$

$$M_{0x} = 0.0745 \times 20.40 \times 2.8^2 = 11.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.369 \times 11.92 = 4.40 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 11.92 = 5.96 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 4.40 = 2.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{❖ Moments en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 11.92 = 8.94 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 4.40 = 3.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant:

$$\alpha = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_u l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{20.40 \times 2.8}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.65}{2}} = 21.55 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{20.40 \times 2.80}{3} = 19.04 \text{ KN} \end{cases}$$

A l'ELS :

❖ Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = 0.08$$

$$\mu_y = 0.53$$

$$M_{0x} = 0.08 \times 14.96 \times 2.8^2 = 9.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.53 \times 9.38 = 4.97 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 9.38 = 4.69 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 4.97 = 2.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 9.38 = 8.18 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 4.97 = 3.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Effort tranchant:**

$$\alpha = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_{ser} l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{14.96 \times 2.8}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.65}{2}} = 15.80 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_{ser} l_y}{3} = \frac{14.96 \times 2.8}{3} = 13.96 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau VII-1 : Récapitulation des sollicitations à l'ELU et ELS

Combinaisons	ELU		ELS	
Sens	x-x	y-y	x-x	y-y
$M_a (\text{KN.m})$	5.96	2.20	4.69	2.49
$M_t (\text{KN.m})$	8.94	3.30	8.18	3.73
$T (\text{KN})$	21.55	19.04	15.80	13.96

VII.2.4. Calcul de Ferrailage :

Le Ferrailage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour $b = 1 \text{ m}$

➤ **Sens X-X**

a) **En travée :** $M_{tx} = 8.94 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.94 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.019$$

$$\mu_{bu} = 0.019 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.022$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1784 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{8.94 \times 10^{-3}}{0.1784 \times 347.826} \times 10^4 = 1.44 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min}$$

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.65}{2} \times 1.6 = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 1.44 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$A_{tx} = A_{x \min} = 1.88 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :** 04HA12 = 4.52 cm²

b) **En appuis:** $M_{ax} = 5.96 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.96 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0.013 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.016$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1788 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{5.96 \times 10^{-3}}{0.1788 \times 347.826} \times 10^4 = 0.95 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{ax} = 0.95 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ax} = A_{x \min} = 1.88 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 04HA12 = 4.52 cm²**

➤ **Sens y-y**

a) **En travée :** $M_{ty} = 3.30 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.30 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0072$$

$$\mu_{bu} = 0.0072 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0087$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1793 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{3.3 \times 10^{-3}}{0.1793 \times 347.826} \times 10^4 = 0.53 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 0.53 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ty} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 04HA12 = 4.52 cm²**

b) **En appui:** $M_{ay} = 2.20 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.20 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.005$$

$$\mu_{bu} = 0.005 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0063$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1795 \text{ m}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{2.20 \times 10^{-3}}{0.1795 \times 347.826} \times 10^4 = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{ay} = 0.35 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ay} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 04HA12 = 4.52 cm²**

Tableau VII-2 : récapitulation des résultats de ferrailage

Choix		
Sens x-x	Appui	04HA12 = 4.52 cm ²
	Travée	04HA12 = 4.52 cm ²
Sens y-y	Appui	04HA12 = 4.52 cm ²
	Travée	04HA12 = 4.52 cm ²

VII.2.5. Vérification à L'ELU :**VII.2.5.1. Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{21.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

VII.2.6. Vérification à L'ELS :**❖ Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \text{Acier } f_e E400 \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \end{array} \right.$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ Sens x-x :

$$\text{a) En travée : } M_{t,u} = 8.94 \text{ kN.m} ; M_{t,ser} = 8.18 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.022$$

$$\gamma = \frac{8.94}{8.18} = 1.09$$

$$\alpha = 0.022 \leq \frac{1.09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.295 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

$$\text{b) En appui : } M_{a,u} = 5.96 \text{ kN.m} ; M_{a,ser} = 4.69 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.016$$

$$\gamma = \frac{5.96}{4.69} = 1.27$$

$$\alpha = 0.016 \leq \frac{1.27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.385 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ Sens y-y :

$$\text{a) En travée : } M_{t,u} = 3.30 \text{ kN.m} ; M_{t,ser} = 3.73 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0087$$

$$\gamma = \frac{3.30}{3.73} = 0.88$$

$$\alpha = 0.0087 \leq \frac{0.88 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.19 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

$$\text{b) En appui : } M_{a,u} = 2.20 \text{ kN.m} ; M_{a,ser} = 2.49 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0063$$

$$\gamma = \frac{2.20}{2.49} = 0.88$$

$$\alpha = 0.0063 \leq \frac{0.88 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.19 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

❖ Contrainte des aciers :

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

VII.3. Etudes des fondations

VII.3.1. Choix de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les Charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient. D'après le rapport de sol établi par le laboratoire, la contrainte du sol est de **2 bars**.

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E ; 0.8G \pm E$$

VII.3.2. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec : **N** : L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons obtenu par **le Robot**

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$: Contrainte admissible du sol.

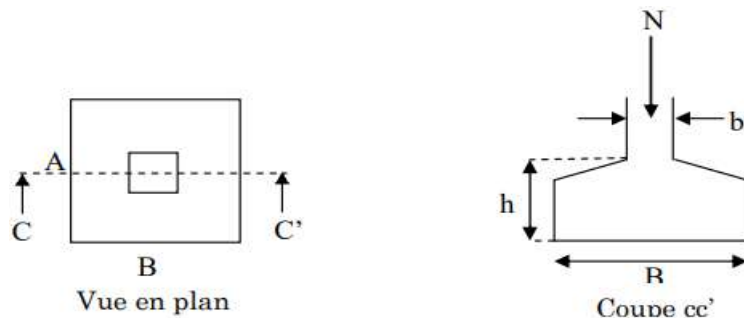


Figure VII-2: schéma de la Semelle isolé.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire $(a \times b) = (50 \times 70) \text{ cm}^2$,
donc $S = 3500 \text{ cm}^2$

$N = 1843.58 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{B}{b} \times a$

on remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \times \frac{b}{a}} = \sqrt{\frac{1.843615}{0.2} \times \frac{0.70}{0.50}} = 3.59 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 2.56 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

VII.3.3. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux

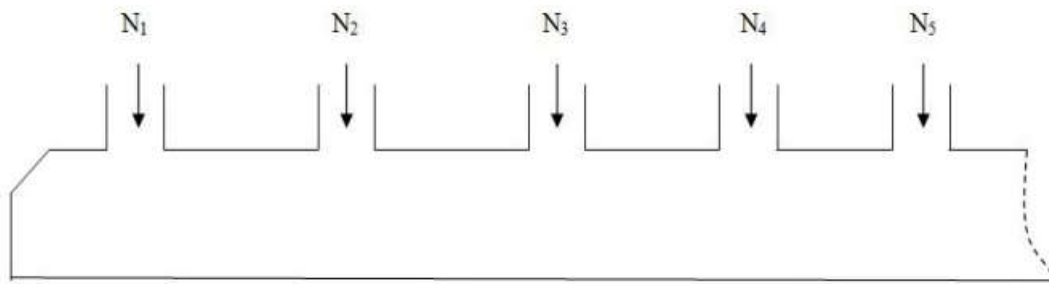


Figure VII-3: Schéma de la Semelle filante.

$$N_1 = 616.47 \text{ KN}$$

$$N_2 = 798.58 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1047.21 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1233.67 \text{ KN}$$

$$N_5 = 42.18 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 3738.11 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow L \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{3.73811}{16.36 \times 0.2} = 1.14 \text{ m}$$

On à la largeur de la semelle égale à 1.14m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général.

VII.3.4. Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VII.3.4.1. Pré dimensionnement du radier :

- **La condition de coffrage**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{max} = 5.60m$

$$\text{Nervure : } h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur de la dalle : } h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{560}{20} = 28 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } h = 55 \text{ cm}$$

- **Vérification de condition de rigidité**

la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 5.60m \Rightarrow \frac{560}{8} = 70 \text{ cm} \leq h \leq \frac{560}{5} = 112 \text{ cm}$$

$$h_t = 110 \text{ cm}$$

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$k = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un bon sol, donc $k = 12 \text{ MN} / \text{m}^3$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

b : Largeur de l'élément considéré par 1ml

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq 0.56 \text{ m}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_n = 0.60 \text{ m Pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 0.55 \text{ m Pour le radier}$$

VII.3.4.2. Vérification de La surface du radier :

Détermination des efforts:

ELS :

$$P_{radier} = 25 \times 0.55 \times 406.96 = 5595.7 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = N_{ser} + P_{radier} = 32686.14 + 5595.7 = 38281.84 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}} = \frac{38.28}{0.2} = 191.4 \text{ m}^2$$

$$S_{Bat} = 406.96\text{m}^2 \geq S_{rad} = 191.4\text{m}^2$$

ELU :

$$N_{\text{tot}} = N_u + P_{\text{radier}} = 45347.49 + 7554.195 = 52901.685 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}} = \frac{52.9}{0.2} = 260.45 m^2$$

$$S_{Bat} = 406.96\text{m}^2 \geq S_{rad} = 260.45\text{ m}^2$$

Donc \mathcal{R} est un radier général sans débord.

VII.3.4.3. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots \dots \dots CBA93(article A.5.2.4.2)$$

Avec :

h: Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow U_c = (0.5 + 0.7 + 2 \times 1.1) \times 2 \Rightarrow U_c = 6.8 \text{ m}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($Q_u = 1843.58 \text{ KN}$)

Donc : $Q_u = 1843.58 \text{ KN} < 0.045 \times 6.8 \times 1.1 \times \frac{25000}{1.5} = 5610 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

VII.3.4.4. Vérification de la contrainte du sol

- **Distribution des contraintes à l'ELS :**

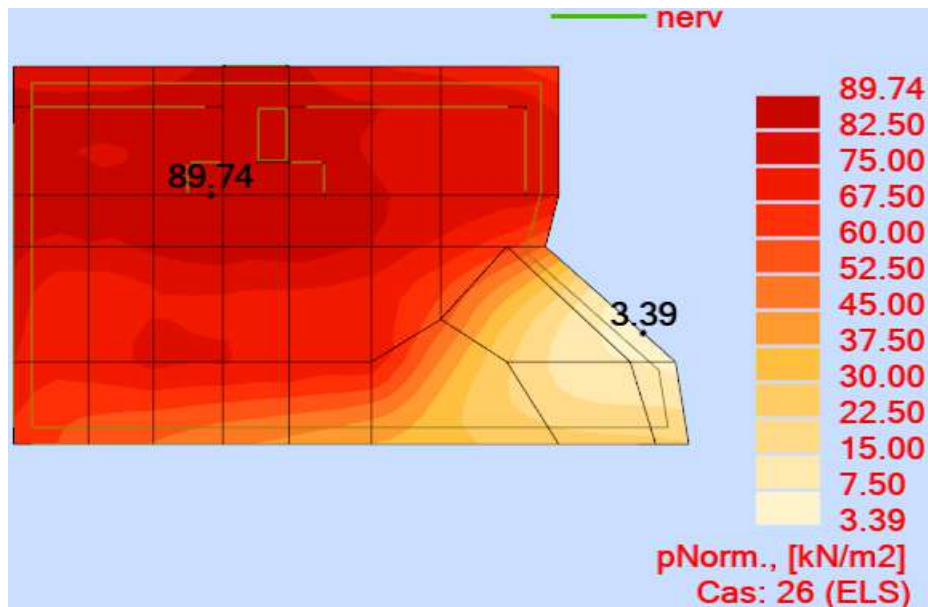


Figure VII-4: Distribution des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{max} = 89.74 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{min} = 3.39 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 89.74 + 3.39}{4} = 68.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 68.15 \frac{KN}{m^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \frac{KN}{m^2} \dots \dots CV$$

- Distribution des contraintes à l'ELU :

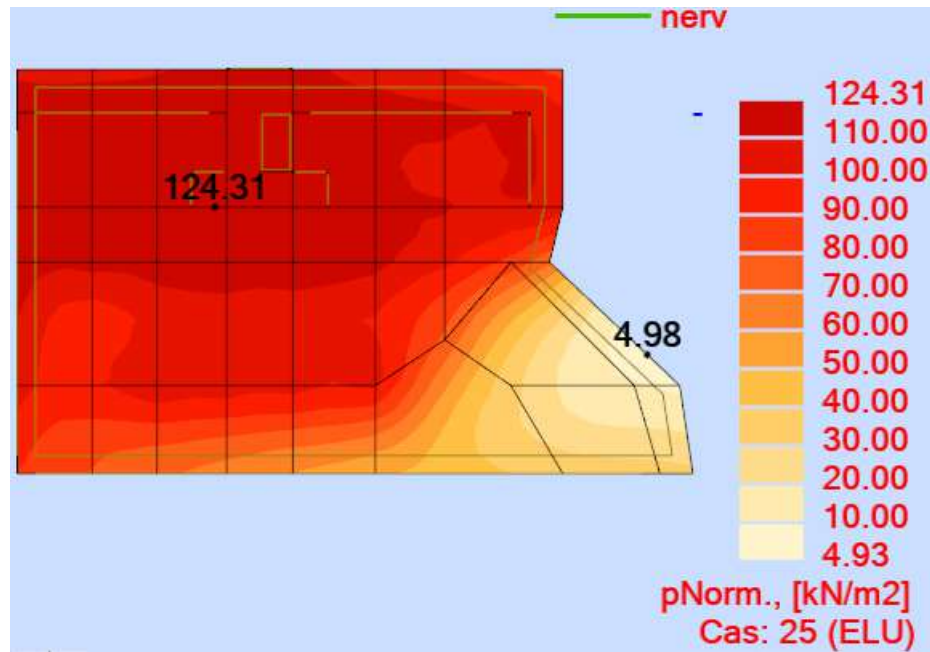


Figure VII-5: distribution des contraintes à l'ELU

➤ **Interprétation des résultats :**

$$\sigma_{max} = 124.31 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{min} = 4.98 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 124.31 + 4.98}{4} = 94.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 94.40 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots CV$$

- Distribution des contraintes à l'ACC :

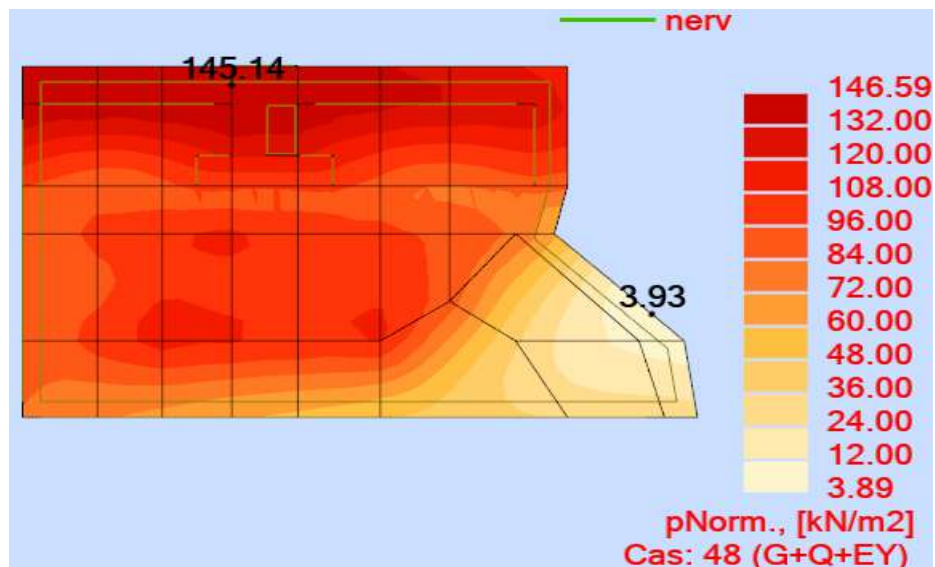


Figure VII-6: distribution des contraintes à l'ACC

➤ **Interprétation des résultats :**

$$\sigma_{max} = 145.14 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{min} = 3.93 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 145.14 + 3.98}{4} = 109.85 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{moy} = 109.85 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots CV$$

VII.3.4.5. Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Sans X-X :

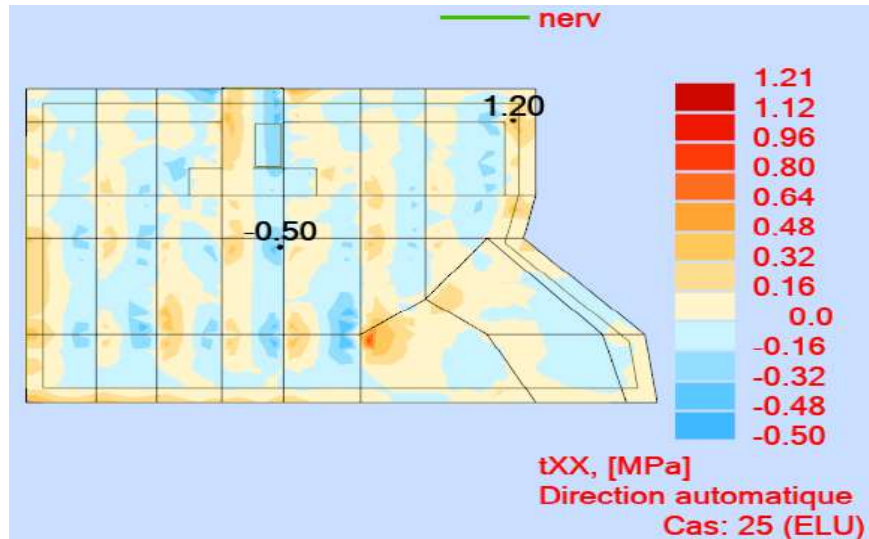


Figure VII-7: distribution des contraintes de cisaillement suivant x-x

➤ Interprétation des résultats :

$$\tau_u = 1.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

Sans Y-Y :

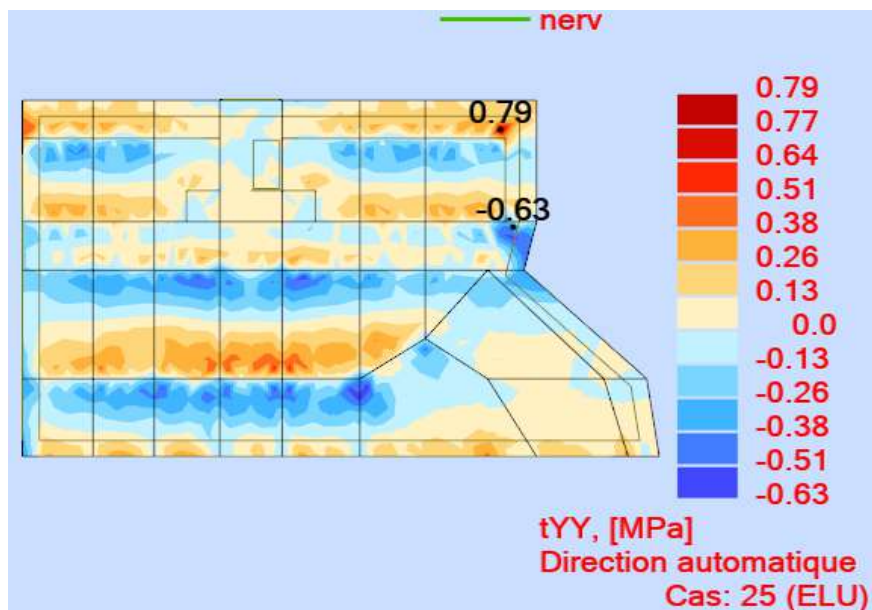


Figure VII-8: distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y

➤ Interprétation des résultats :

$$\tau_u = 0.79 \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

VII.3.4.6. Ferrailage de La dalle du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension : $L_x = 4 \text{ m}$; $L_y = 5.60 \text{ m}$, On fait le calcul pour une bande de 1 m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{4}{5.60} \Rightarrow \alpha = 0.71$$

$$0.4 \leq \alpha = 0.71 \leq 1$$

La dalle de notre structure portent selon deux directions \Rightarrow le calcul se fait en flexion Simple.

❖ Les Tableaux des moments :**Tableau VII.3 :** Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis sens X-X

ELU		ELS		ACC	
M_{ax}	M_{tx}	M_{ax}	M_{tx}	M_{ax}	M_{tx}
-356.10	100.55	-257.47	72.46	-124.14	84.65

Tableau VII.4 : Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis sens Y-Y

ELU		ELS		ACC	
M_{ay}	M_{ty}	M_{ay}	M_{ty}	M_{ay}	M_{ty}
-346.32	152.12	-250.18	110.36	-108.68	139.66

❖ Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Exemple de calcul:

➤ Sens X-X

a) **En appui** : $M_{ax} = 346.10 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{356.10 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.495^2} = 0.1026$$

$$\mu_{bu} = 0.0997 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1356$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.4682 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.1026 < \mu_{AB} = 0.186$$

Pivot A

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

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{356.10 \times 10^{-3}}{0.4682 \times 347.826} \times 10^4 = 21.87 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min}$$

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.55 = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.71}{2} \times 4.40 = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 21.87 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 5.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

❖ Choix des barres: 07HA20 = 21.99 cm²

b) **En Travée:** $M_{tx} = 100.55 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{100.55 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.495^2} = 0.029$$

$$\mu_{bu} = 0.029 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0368$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.4877 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{100.55 \times 10^{-3}}{0.4877 \times 347.826} \times 10^4 = 5.93 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{tx} = 5.93 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 5.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

❖ **Choix des barres :** 07HA20 = 21.99 cm

Tableau VII.5: Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X

			$M (KN.m)$	μ	α	$Z (m)$	$A_{st} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Sens X-X	ELU	Appui	-356.10	0.1026	0.1356	0.4682	21.87	5.04
		Travée	100.55	0.029	0.0368	0.4877	5.93	5.04
	ACC	Appui	-124.14	0.0274	0.0347	0.4881	6.36	5.04
		Travée	84.65	0.0187	0.0236	0.4903	4.32	5.04

Tableau VII.6 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y

			$M (KN.m)$	μ	α	$Z (m)$	$A_{st} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Sens Y-Y	ELU	Appui	-346.32	0,0997	0,1315	0,469	21.23	4,40
		Travée	152.12	0.0438	0,056	0,4839	9.04	4,40
	ACC	Appui	-108.68	0,024	0,0304	0,489	5.56	4,40
		Travée	139.66	0,0308	0,0391	0,4873	7,16	4,40

Tableau VII.7: Ferraiages du radie

		$A_{choix} (cm^2)$	Choix des barres	$A_{adopte} (cm^2)$
Sens X-X	Appui	21.87	7HA20	21,99
	Travée	5.93	7HA20	21.99
Sens Y-Y	Appui	21.23	7HA20	21.99
	Travée	9.04	7HA20	21.99

VII.4.3. Schéma de ferrailage du radier

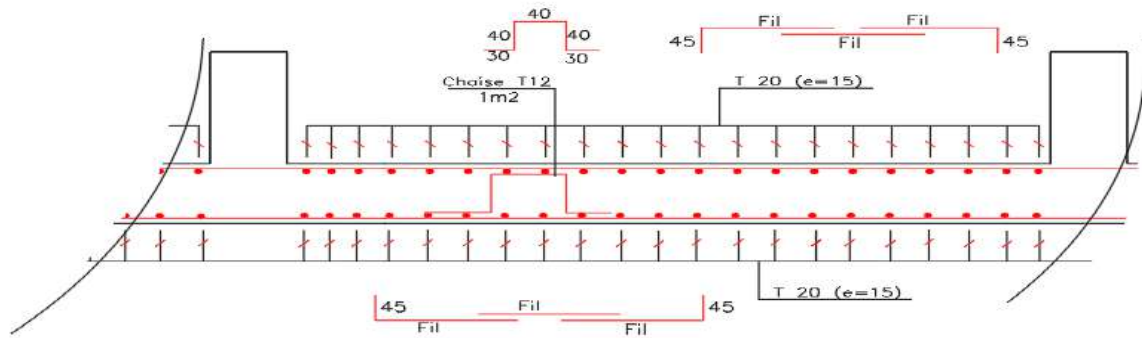


Figure VII-9 : ferrailage du radier

VII.4. Etude des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

Tableau VII.8: Les sollicitations de la nervure du radier

		ELU	ELS	ACC
Sens X-X	$M_a \text{ (KN.m)}$	185.20	134.32	161.97
	$M_t \text{ (KN.m)}$	-91.98	-66.27	-85.59
	$T \text{ (KN)}$	253.41		
Sens Y-Y	$M_a \text{ (KN.m)}$	354.10	255.77	301.99
	$M_t \text{ (KN.m)}$	-112.34	-81.58	-105.62
	$T \text{ (KN)}$	409.19		

VII.4.1. Calcul du ferrailage des nervures:

Exemple de calcul:

➤ **Sens X-X**

a) En appui : $M_{ax} = 346.10 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{185.20 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.5 \times 1.04^2} = 0.024$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.03$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.027 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_{AB} = 0.186$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_c} = \frac{185.20 \times 10^{-3}}{1.027 \times 347.826} \times 10^4 = 5.18 \text{ cm}^2$$

b) En Travée: $M_{tx} = 91.98 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{91.98 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.5 \times 1.04^2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.015$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.033m$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{91.98 \times 10^{-3}}{1.033 \times 347.826} \times 10^4 = 2.55 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL (Art A.4.2.1))**

$$A_{min}^{RPA} = 0.7\%b.h \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.7\% \times 50 \times 115 = 40.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 0.5 \times 0.9 \times 1.15 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 6.24 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.9: Calcul du ferrailage des nervures sur le sens X-X

			$M (KN.m)$	μ	α	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Sens X-X	ELU	Travée	-91.98	0.012	0.0151	1.0337	2.55	40.25
		Appui	185.2	0.0242	0.0306	1.0273	5.18	40.25
	ACC	Travée	-85.59	0.0086	0.0108	1.0355	2.07	40.25
		Appui	161.97	0.016	0.0204	1.0315	3.93	40.25

Tableau VII.10: Calcul du ferrailage des nervures sur le sens Y-Y

			$M (KN.m)$	μ	α	$Z(m)$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Sens Y-Y	ELU	Travée	112.34	0.0147	0.0185	1.0323	3.13	40.25
		Appui	354.1	0.0462	0.0591	1.0154	10.03	40.25
	ACC	Travée	105.62	0.0138	0.0174	1.0328	2.56	40.25
		Appui	301.99	0.0302	0.0383	1.0241	7.37	40.25

Tableau VII.11 : Choix des barres des nervures

		$A_{choix}(cm^2)$	Choix des barres	$A_{adopte}(cm^2)$
Sens X-X	Travée	40.25	6HA20 + 12HA16	42.98
	Appui	40.25	6HA20 + 12HA16	42.98
Sens Y-Y	Travée	40.25	6HA20 + 12HA16	42.98
	Appui	40.25	6HA20 + 12HA16	42.98

❖ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\%b.h = 4\% \times 50 \times 115 = 230 \text{ cm}^2 \geq A_{adopte}$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%b.h = 6\% \times 50 \times 115 = 4455 \text{ cm}^2 \geq A_{adopte}$$

❖ **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r \geq 40\emptyset \text{ En Zone IIa}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r \geq 64 \text{ cm}$$

$$\text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales pour les nervures est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{lmin} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{600}{35} ; \frac{500}{10} ; 16 \right\} = 16 \text{ mm}$$

Alors on adopte un choix de $\phi 8$

VII.4.2. Vérifications à ELU

➤ Vérification au cisaillement

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

Pour des fissurations préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{253.41 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.54} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{409.19 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.54} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

VII.4.3. Schéma de ferrailage de la nervure:

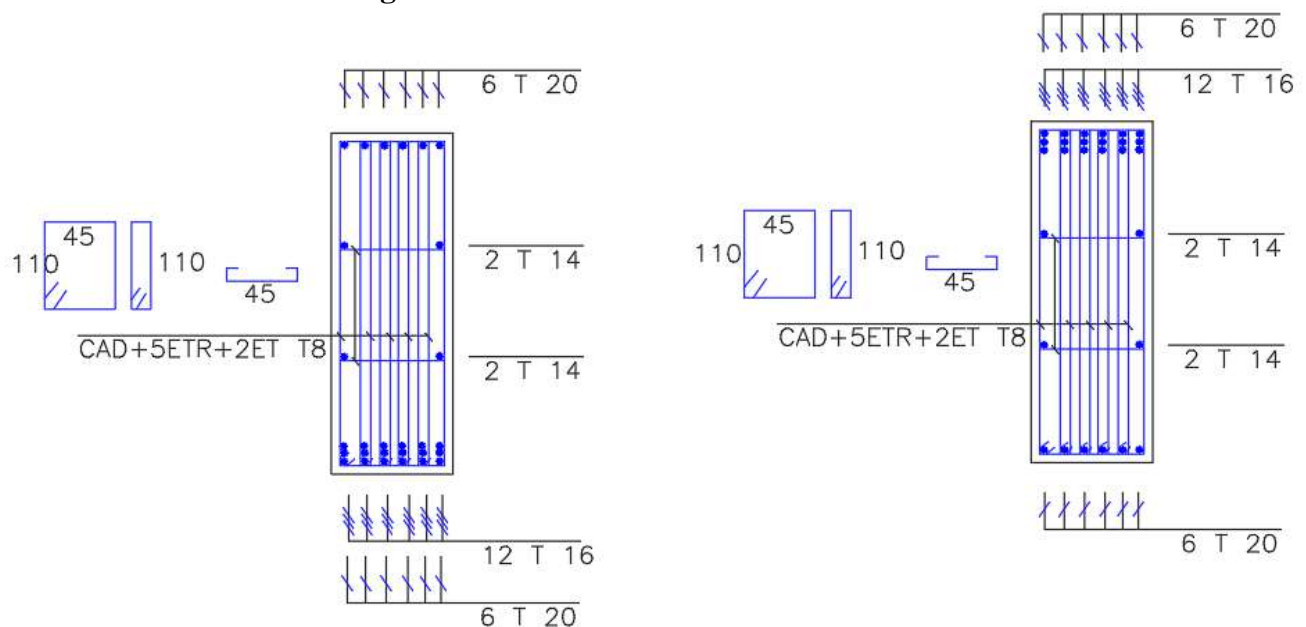


Figure VII-10 : Ferrailage de la nervure

VII.5. Conclusion

Ce chapitre consiste à calculer les éléments de sous-sol (voile périphérique, poteaux) après on a étudié fondation après les calculs nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaire qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, La presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionné. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci n'est en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature , en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique) .

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

	u/L_x v/L_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Tableau des armatures (en cm²)

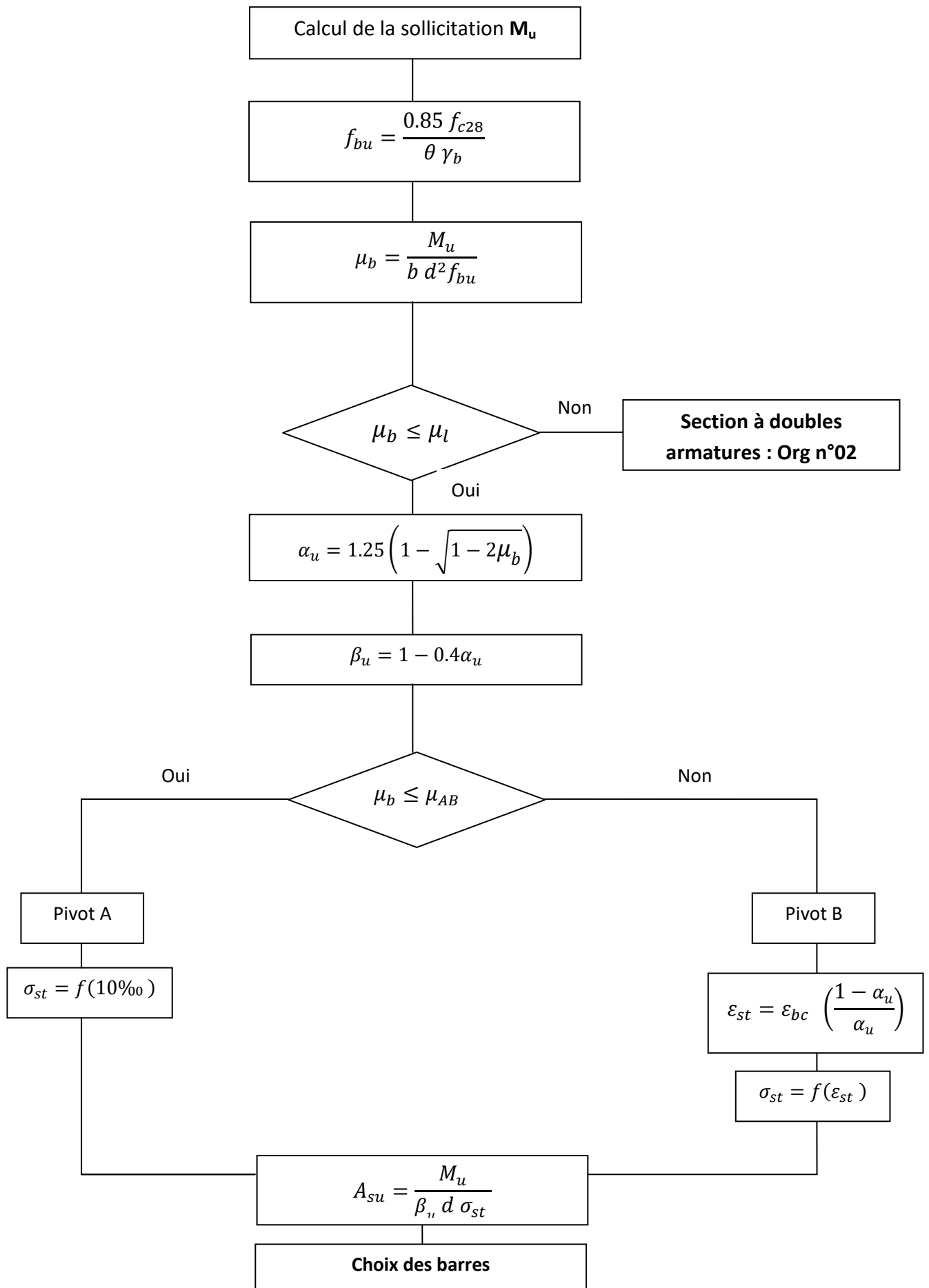
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Les organigrammes :

Organigramme n°01

Calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple

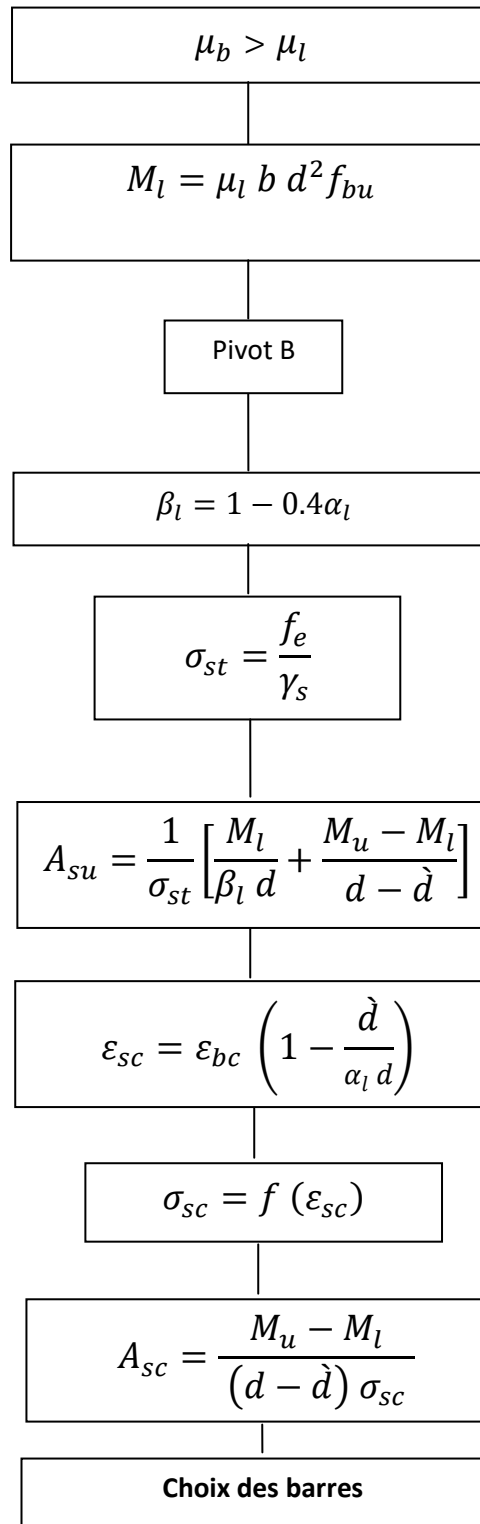
(Simples armatures A_{su})



Organigramme n°02

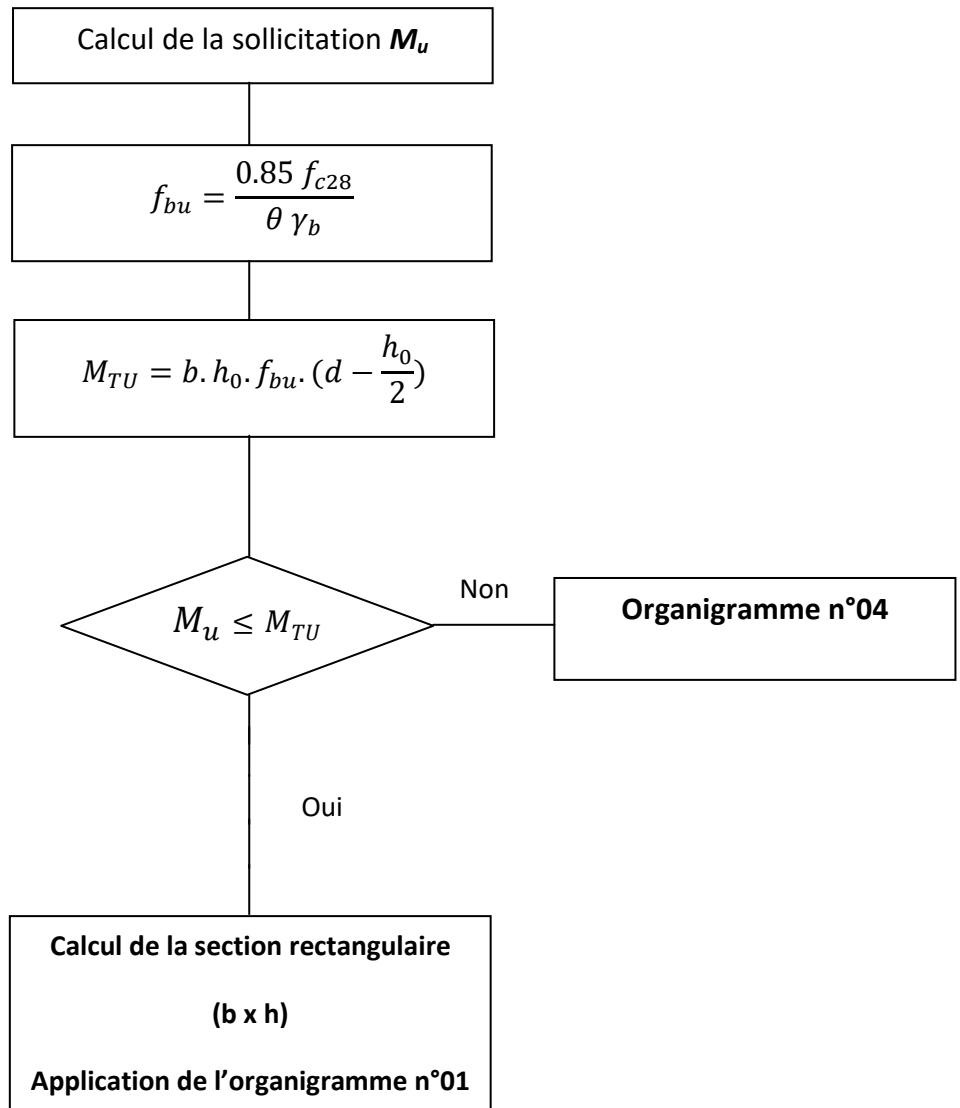
Calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple

(Doubles armatures $A_{su} + A_{sc}$)



Organigramme n°03

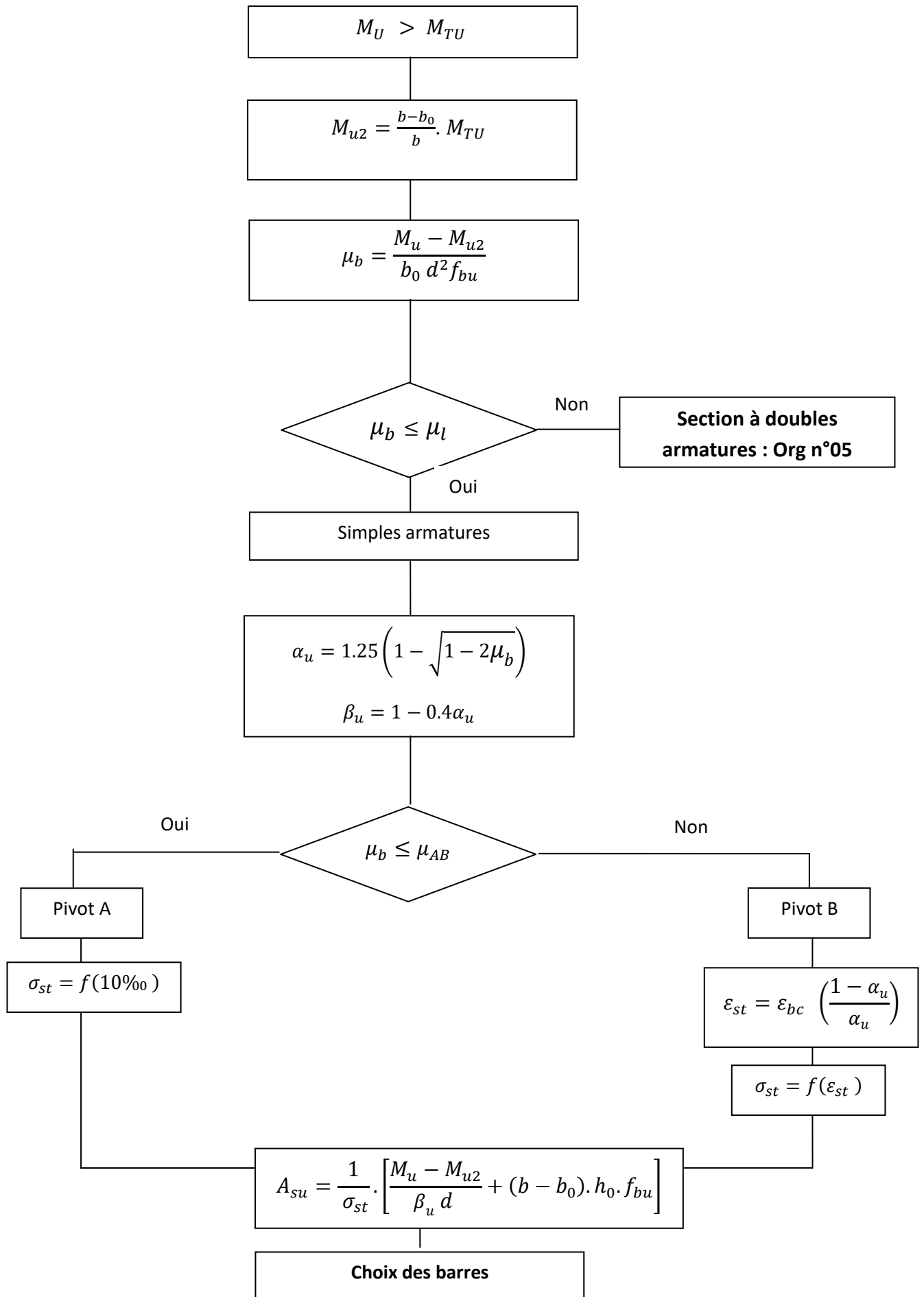
Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple



Organigramme n°04

Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Simples armatures

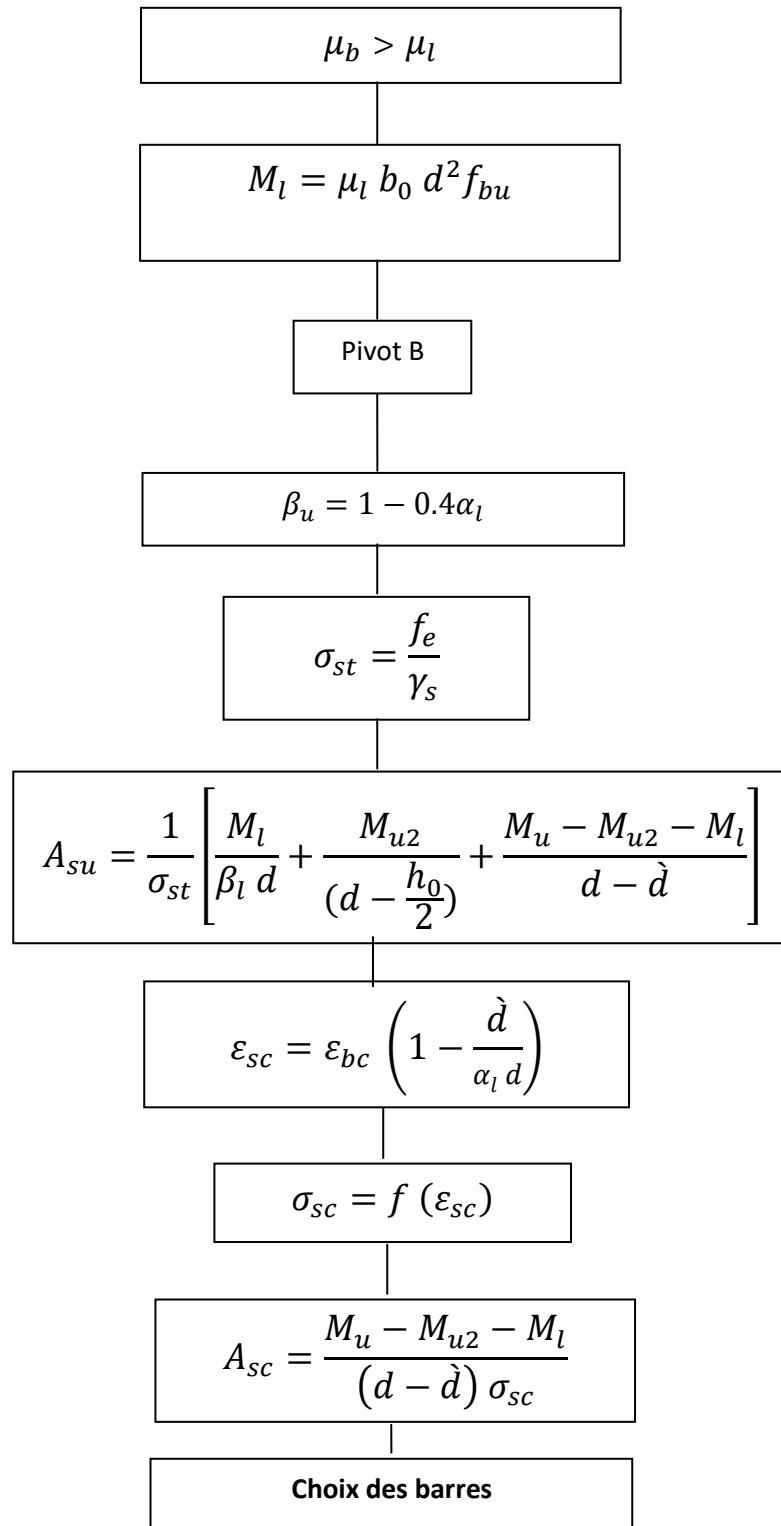
(Simples armatures A_{su})



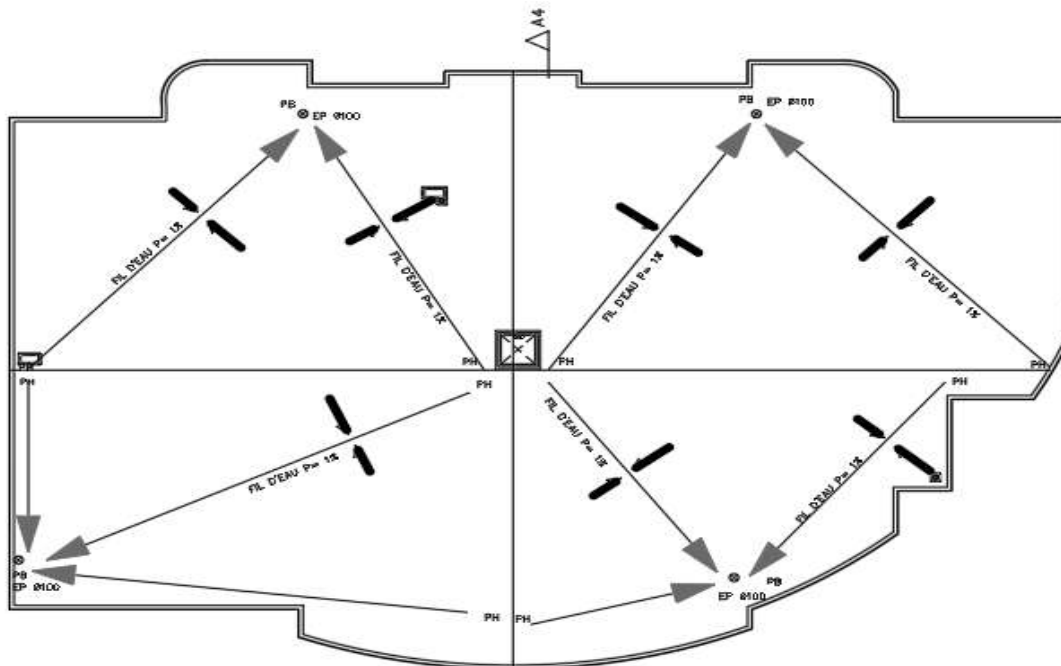
Organigramme n°05

Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Doubles armatures

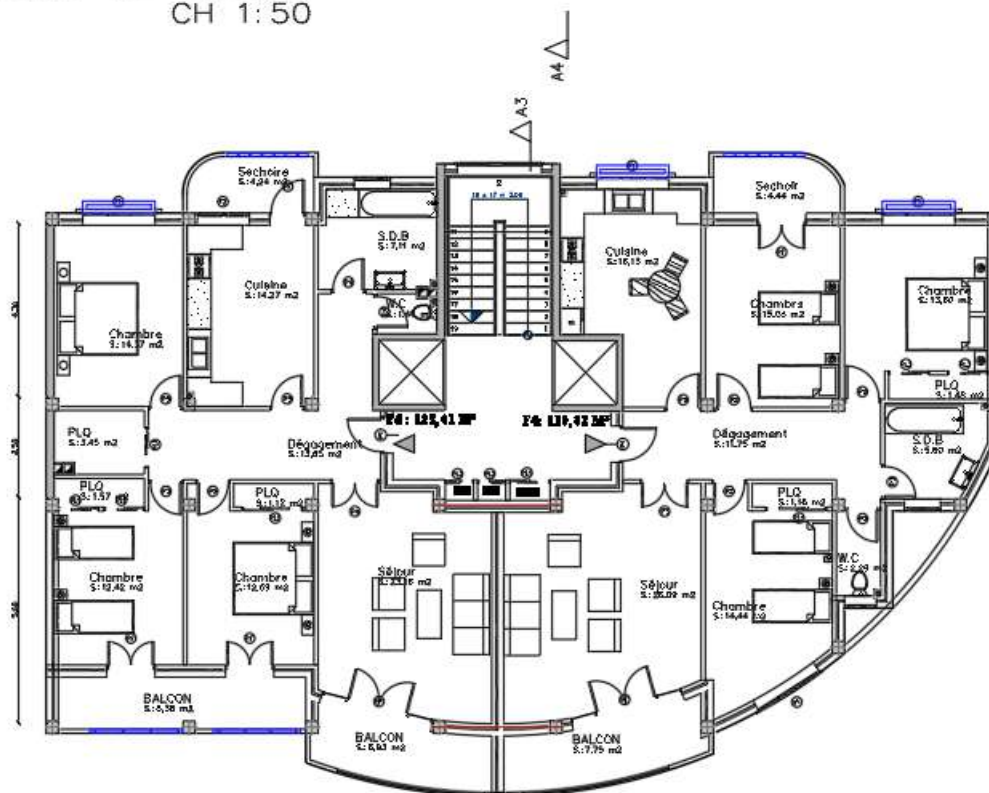
(Doubles armatures $A_{su} + A_{sc}$)



Les plans architecturaux

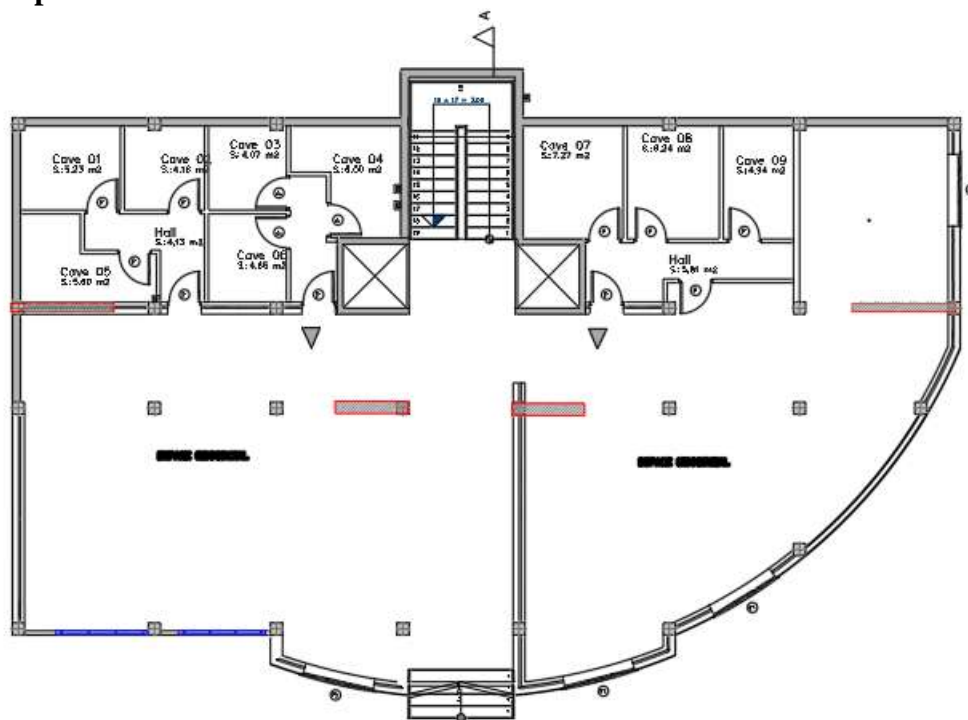


PLAN DE TOITURE
CH 1: 50

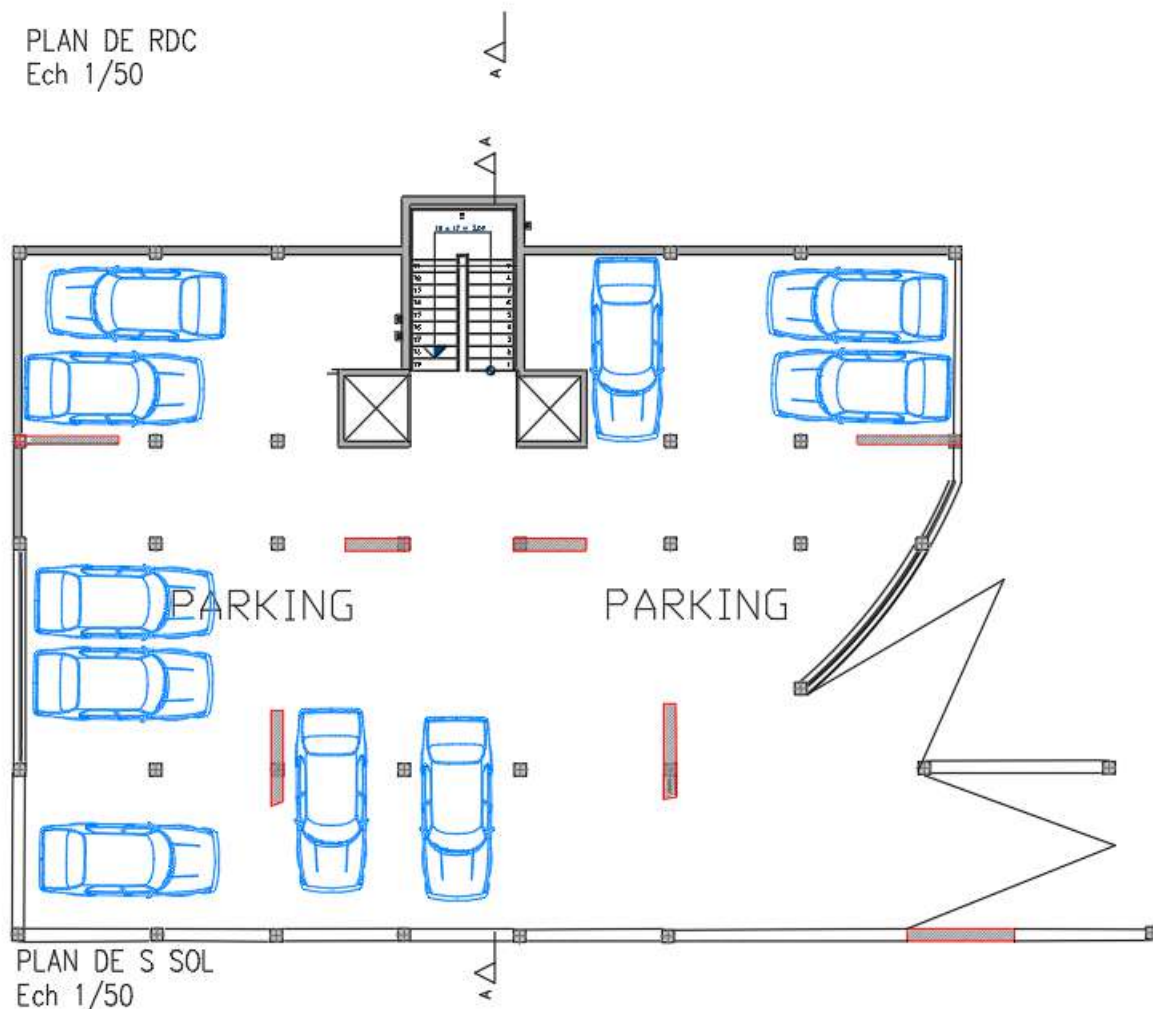


PLAN ETAGE COURANT
Ech 1/50

Les plans architecturaux

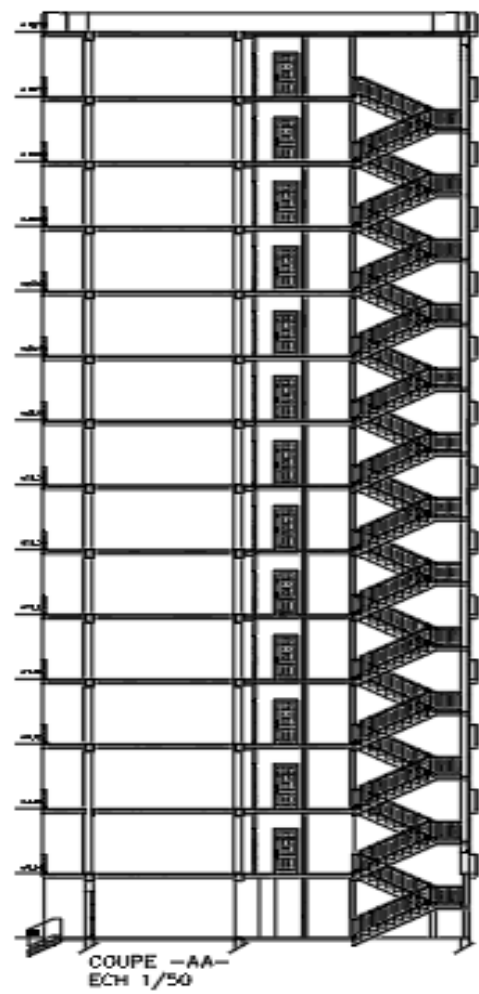
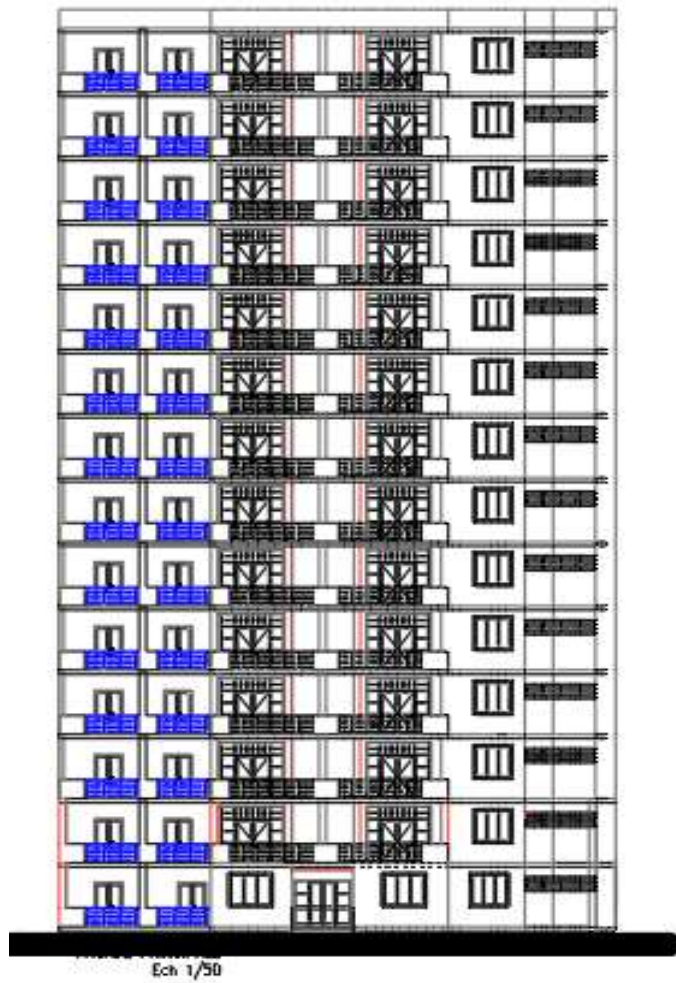


PLAN DE RDC
Ech 1/50



PLAN DE S SOL
Ech 1/50

Les plans architecturaux



Bibliographie

1. Analyse et Dimensionnement d'un Bâtiment en Béton Armé Selon les RPA 99 Version 2003; Rafik Taleb
2. Béton Armé, BAEL91 et DTU associés, J.P. Mouglin. Edition Eyrolles, 1995.
3. Document technique réglementaire DTR « Charges permanente et surcharges d'exploitation DTR BC 2.2» .
4. Ancien Mémoire de fin d'étude.
5. Règles BAEL 91 Modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages.
6. REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME C.B.A.93
7. REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.
8. Cours de béton armé, 3^{ème} et master 1 Génie Civil.

Logiciels utilisés :

1. Logiciel ROBOT Expert BA 2010 .
2. Logiciel AUTOCAD 2019.
3. Logiciel ROBOT Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2020.