

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté Des Sciences Et Des Sciences Appliquées
Département De Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master 02 en Génie Civil

Spécialité : Bâtiment.

Thème

***Etude d'un bâtiment en R+7
en béton armé à usage multiples
(implanté à la wilaya de BOUIRA).***

Réalisé par :

- ZANE LEILA
- OUARAB SARAH

Encadré par :

M^{me}.AIT AHMED FATIHA

Soutenu publiquement le 07/11/2018 devant le jury :

Mr : BOUAMRA YOUCEF.....(MCB)..... Président

Mme : AIT AHMED FATIHA(MAA).....Encadreur

Mme: ROUABEH AICHA(MAA).....Examinatrice

Mme : BOUMAIZA MALIKA.....(MAA).....Examinatrice

Année universitaire : 2017/2018

SOMMAIRE

Chapitre I

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1. Caractéristiques géométriques	1
I.1.2. Données du site	1
I.1.3. Description technique du bâtiment	2
I.2. Caractéristiques des matériaux	2
I.2.1. Le béton	2
I.2.1.1. Les caractéristiques mécaniques du béton	2

Chapitre II

<u>II. Introduction</u>	7
<u>II.1. Les charges réglementaires</u>	7
<u>II.2. Charges d'exploitation. (DTR – BC 2.2)</u>	7
<u>II.3. Pré dimensionnement des éléments</u>	8
<u>II.3.1. Les planchers</u>	8
<u>II.3.1.1. Plancher en corps creux</u>	8
<u>II.3.1.2. Plancher dalle pleine</u>	9
<u>II.3.2. Les escaliers</u>	10
<u>II.3.2.1. Pré dimensionnement des escaliers</u>	10
<u>II.3.2.2. Pré dimensionnement de la poutre palière</u>	12
<u>II.4. Pré dimensionnement des poutres</u>	12
<u>II.5. Évaluation des charges</u>	13
<u>II.5.1. Toiture</u>	13
<u>II.5.3. Dalle Pleine</u>	14
<u>II.5.4. Palier</u>	15
<u>II.5.5. Paillasse</u>	15
<u>II.6. Maçonnerie</u>	16
<u>II.6.1. Mure extérieure</u>	16
<u>II.6.2. Mur intérieur</u>	16
<u>II.7. Pré-dimensionnement des poteaux</u>	17

<u>II.7.1.Verification les section dans RPA</u>	20
<u>II.7.2.Vérification au flambement</u>	21
<u>II.8.VOILES:</u>	22

Chapitre III

III. INTRODUCTION.....	23
III.1.L' acrotère	23
III.1.1.Définition	23
III.1.2.Evaluation des charges	23
III.1.3. Calcul des armatures à L'ELU	24
III.1.4.Verifications	25
III.1.4.1.Verifications au séisme	25
III.1.4.2.Vérification de l'effort tranchant.....	26
III.1.4.3.Vérification des contraintes à L'ELS	26
III.2.Etude de planchers	28
III.2.1. Introduction	28
III.2.2.Dispotion et pré dimensionnement des poutrelles.....	28
III.2.3. Evaluation des charges et surcharges du corps creux.....	29
III.2.4.Méthode de calcul	29
III.2.5.Type des traves.....	31
III.3.5. Ferrailages des poutrelles	47
III.3.6.Vérification de la flèche	50
III.4.Etude de la dalle machine.....	52
III.4.1.Etude de la dalle de la salle machine.....	53
III.4.1.1.Pré dimensionnement de la dalle.....	53
III.4.1.3.Calcul des sollicitations.....	54
III.4.1.4.Etude de la dalle	57
III.5.Les escaliers	61
III.5.1.Evaluation des charges	61
III.5.1.1.Combainisons des actions	61
III.5.2.Ferrailage.....	65
III.5.2.1.Calcul du ferrailage à L'ELU	65
III.5.2.3.Vérification de la flèche	69
III.6.Etude de la poutre palière.....	71
III.7.Vérification de La flèche :(Art B.6.5, 1) BAEL91/99	74

Chapitre IV

IV. Introduction	76
IV.1.Critères de classification par RPA 99/2003	76
IV.1.1.Classification des zones sismiques	76
IV.1.2. Classification de l'ouvrage.....	76
IV.2. Choix de la méthode de calcul	76
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	76
IV.2.2.Méthodes Dynamiques.....	77
IV.3.Présentation du programme ETABS	77
IV.3.1. Modélisation.....	77
IV.3 .1.2. Détermination des fréquences et modes propres.....	78
IV.3 .1.3. Modélisation de la structure	78
IV.3.1.4. Modélisation de la rigidité	78
IV.3.1.5. Modélisation de la masse	78
IV.4. Analyse de la structure	78
IV.4.1. Analyse dynamique.....	78
IV.4.1.1. Analyse modale spectrale.....	78
IV.4.1.2. Modélisation.....	79
IV.4.1.3 Spectre de réponse de calcul	79
IV.4.1.4. Mode de vibration et participation massique	81
IV.4.1.5.Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	87
IV.4.1.6. Résultante de calcul des forces sismiques.....	89
IV.4.1.7. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	89
V.5. Estimation de la période fondamentale	90

Chapitre V

V. Introduction	102
V.1. Ferrailage des poteaux.....	102
V.2. Vérifications diverses	108
V.2.1.Vérification des contraintes a L'ELS	108
V.2.1.1. Vérification d'une section entièrement comprimée	108
V.2.2. Vérification de l'effort normal ultime	110
V.3. Ferrailage des poutres.....	111
V.3.1.Armatures longitudinales	112
V.3.2. Ferrailage longitudinal des poutres	113

V.3.3. Calcul des armatures transversales	113
V.4. Vérification D'ABOUT	114
V.5. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)	115
V.5. Vérification des contraintes à l'ELS	116
V.6. Ferrailage des voiles	117
V.6.1. Introduction	117
V.6.2. Combinaisons du calcul	120
V.7. Calcul du ferrailage des voiles	120
V.7.1. Présentation de la méthode du calcul	120
V.7.2. Exemple du calcul	122

Chapitre VI

VI. Introduction	131
VI .1. Les types des fondations	131
VI.2. Choix de système de fondation	132
V.3. Semelle isolée sous poteau	132
V.3.1. Prédimensionnement	132
VI.4. Etude du radier	133
VI.4.1. Etude du radier général	133
VI.4.2. Surface du radier	133
VI.4.3. Pré dimensionnement du radier	133
VI.5. Calcul des sollicitations	135
VI.6. Caractéristique géométrique du radier	135
VI.6.1. Vérification de la stabilité au renversement du radier	136
VI.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	137
VI.7.1. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA	138
VI.7.2. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	138
VI.8. Ferrailage de la dalle	139
VI.8.1. Schéma de ferrailage du radier	143

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II:

Tableau II.1.Charges d'exploitation (DTR – BC 2.2).....	7
Tableau II.2.Evaluation des charges de la toiture	14
Tableau II.3.Évaluation des charges revenant au plancher étage courant.....	14
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux dalles pleines	15
Tableau II.5.Évaluation des charges de palier.....	15
Tableau II.6. Évaluation des charges de paillasse	16
Tableau II.7.Évaluation des charges les murs extérieure	16
Tableau II.8.Évaluation des charges les murs interieur	17
Tableau II.9. Choix des sections des poteaux intérieur.....	20
Tableau II.10. Choix des sections des poteaux	20
Tableau II.11.Vérification la section dans RPA.....	21
Tableau II.12.Vérification au flambement	22

Chapitre III :

Tableaux.III.1.les Caractéristique de l'crotter.....	24
Tableau III.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de traction dans l'acier.	27
Tableau III.3.Calcul ferrailage du balcon.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.4.Vérification de la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de traction dans l'acier	31
Tableaux III.5.les charge et surcharges du corps creux.	33
Tableau.III.6.Moments isostatique à L'ELU pour type 1	36
Tableau.III.9.Moments isostatique à L'ELS pour type 1	38
Tableaux.III.10.Moment dans les travée aux travée à ELS pour type 01	39
Tableaux.III.11.Effort tranchantaux travée a ELS pour type 01	40
Tableau.III.12.Moments isostatique à L'ELU pour type 2	41
Tableau.III.13.Moments aux travées à L'ELU pour type 2	42
Tableau.III.14.Efforts tranchants à L'ELU pour type 2.....	42
Tableau.III.15.Moments isostatique à L'ELS pour type 2.....	43
Tableau.III.16.Moments aux travées à L'ELS pour type 2.....	43

Tableau.III.17.Efforts tranchants à L'ELS pour type 2.....	44
Tableaux III.18.Les données de calcul à l'ELU	46
Tableaux III.19.Les sollicitations à L'ELU.	47
Tableaux III.20.Les données de calcul à l'ELS.....	48
Tableaux III.21.Les données de calcul à l'ELS.....	49
Tableau III.22.Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux	50
Tableaux .III.23. Récapitulé les résultats de ferrailage.	51
Tableaux III.24.Vérifications des contraintes.	53
Tableau III.25.Vérification de la flèche.	55
Tableau III.26.Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine.....	57
Tableau III.27.Récapitulatif des moments de la dalle machine	59
Tableau III.28.Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.....	60
Tableau III.29.Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine	62
Tableaux .III.30.les caractéristiques de la machine.....	63
Tableau III.31.La descente des charges de l'escalier type 1	64
Tableau III.32.Combinaison des charges de l'escalier type 1	64
Tableau.III.33.Récapitulation des moments et efforts tranchants a ELU (escalier type1).....	65
Tableau III.34.Récapitulation des moments et efforts tranchants a ELS (escalier type1)	67
Tableau III.35.Les données a utilisé.....	69
Tableau III.36.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.	72
Tableau III.37.Les armatures de l'escalier obtenu.	72
Tableau III.38.Vérification de la flèche de l'escalier type 1	73
Tableau III.39.Récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière	76
Tableau III.40.Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU	76
Tableau III.41. Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS	77

Chapitre IV :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	85
Tableau IV.2. Périodes et facteurs de participation massique.....	86
Tableau IV.3. Les charges reprises par les voiles et par les portiques	91
Tableau IV.4. Les charges reprises par les voiles et par les portiques	91
Tableau IV.5. Centre de masse et centre de rigidité.....	93
Tableau IV.6. Résumé des résultats	96
Tableau IV.7. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens XX.....	97
Tableau IV.8. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens YY.....	98
Tableau IV.9. Combinaisons des réponses modales	99
Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	99
Tableau IV.11. Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens.....	100
Tableau IV.12. Vérification de l'effet P-Delta dans les deux sens	102
Tableau IV.13. Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX.....	104
Tableau IV.14. Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'	104
Tableau IV.15. Moment de renversement le sens XX'	104
Tableau IV.16. Moment de renversement le sens YY'	105
Tableau IV.17. Centre de gravité	105
Tableau IV.18. Vérification du renversement	106
Tableau IV.19. Vérification de l'effort normal	106

Chapitre V

Tableau V.1. Valeurs des contraintes	108
Tableau V.2. Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique	109
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux sous combinaisons durable.....	109
Tableau V.4. Ferrailage maximal et minimum.	110
Tableau V.5. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux	111
Tableau V.6. Ferrailage transversal adopté pour les poteaux	113
Tableau V.7. Schéma de ferrailage des poteaux	113
Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	114
Tableau V.9. Vérification de l'effort normal ultime	116
Tableau V.10. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales	118
Tableau V.11. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires	118
Tableau V.12. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres secondaires	119
Tableau V.13. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres principales	119

Tableau V.14. Vérification de contrainte dans le béton des outres principales à l'ELS	122
Tableau V.15. Vérification de contrainte dans le béton des poutres principales à l'ELS	122
Tableau V. 16. Schémas de ferrailage des poutres.....	122
Tableau V.17. Ferrailage verticale du voile type 1	130
Tableau V.18. Choix des barres du voile type 1	130
Tableau V.19. Ferrailage verticale du voile type 2	131
Tableau V.20. Choix des barres du voile type 2	131
Tableau V.21. Ferrailage verticale du voile type 3	132
Tableau V.22. Choix des barres du voile type 3	132
Tableau V.23. Ferrailage verticale du voile type 4	132
Tableau V.24. Choix des barres du voile type 4	133
Tableau V.25. Ferrailage verticale du voile type 5	133
Tableau V.26. Choix des barres du voile type 5	133
Tableau V.27. Vérifications de contrainte de cisaillement	134
Tableau V.28. Vérifications de contrainte de cisaillement	135

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier	137
Tab VI .2 : Vérification de renversement.....	139
Tableau VI.3. Récapitulatif des moments de la dalle de radier.....	140
Tableau VI.4.Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier	142
Tableau VI.5. Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier.....	143

LISTE DES FIGURE

CHAPITER I

Figure I.1 Situation du projet	1
Figure I.2. Diagramme parabole rectangle.a l'ELU.....	3
Figure I.3. Diagramme contrainte – déformation du béton a l'ELS.....	4
Figure I.4. Diagramme de contraintes déformation de l'acier	5
Figure I.5. Diagramme contrainte – déformation de l'acier	5

CHAPITER II

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux	9
Figure II.2. Schéma de l'escalier.....	10
Figure II.3. Poutre secondaire	13
Figure II.4. Poutre principale	13
Figure II.5. Composantes d'un plancher courant	14
Figure II.6. Schéma du mur double.....	16
Figure II.7. Schéma du mur.....	17
Figure II.8. Dimension de la section revenant au poteau intérieur le plus sollicité	19
Figure II.9. Schéma détail du voile	22

CHAPITER III

Figure III.1.Schéma statique de l'acrotère	23
Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère	28
Figure III.3. Poutrelle en T.....	29
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchantes et des moments a ELU (type01).....	35
Figure III.5.Daigram des efforts tranchant et des moments a ELS (TYPE 01)	37
Figure III.6 :Type 02 (poutrelle à 2 travées)	38
Figure III.7.Diagramme des efforts tranchant et des moments a ELU (TYPE 02).....	40
Figure III.8. Diagramme des effort tranchant et des moment a ELS (TYPE 02).....	42
Figure III.9.Diagrammedes effort tranchant et des moment ELU (TYPE 03).....	44
FigureIII.10.Diagrammedes effort tranchant et des moments a ELS (TYPE 03)	46
Figure.III.11.Schéma de ferrailage de plancher	52
FigureIII.12.Schéma d'un ascenseur mécanique.....	53
Fig. III.13.Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	55
Figure III.14.Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	60
Figure III.15. Schéma statique de l'escalier type 1 à ELU	61
Figure III.16. Schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELU.....	62
Figure III.17. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU pour l'escalier	63
Figure III.18: schéma statique de l'escalier type 1 à ELS.....	63
Figure III.19. Schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELS	63
Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :	64

Figure III.20. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELS pour l'escalier	65
Figure III.21. La section du calcul de l'escalier	65
Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'escalier	71
Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	75

CHAPITER IV

Figure IV.1. Modèle 3D du bâtiment	83
Figure IV.2. Mode 1 « Translation sens X » $T = 0.51\text{sec}$	85
Figure IV.3. Mode 2 « Translation sens Y » $T = 0.49\text{sec}$	85
Figure IV.4. Mode 3 « rotation » $T = 0.39\text{ sec}$	86

CHAPITER V

Figure V.1. Disposition des armatures verticales dans le voile.	119
Figure V.2. Diagramme des contraintes d'une section entierement tendue.....	122
Figure V.3. Schéma de ferrailage des voiles.....	130

CHAPITERVI

Figure VI.1. Semelle isolée	132
Figure V.2 : Schéma de transmission des charges sous voiles.....	135
Figure VI.3. Centre de gravité.....	136
Figure VI.4 .Le panneau le plus sollicité	140
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier	143

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous voudrions présenter nos chaleureux remerciements encadreur et enseignante M^{me} Ait Ahmed. F; nous voudrions également lui témoigner notre gratitude pour son soutien, sa disponibilité, ses conseils et ses orientations qui nous ont été précieux afin de mener notre travail à bon port. Qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos remerciements profonds aux enseignants et à l'équipe pédagogique du département de génie civil, et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

En fin nous remercions chaleureusement nos familles et nos amis qui par leurs encouragements on a pu surmonter tous les obstacles.

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont donné tout pour réussir, aucune expression ne pourrait exprimer l'amour et la reconnaissance que je vous porte.

A toi ma mère chérie qui m'a donné la vie et la joie de vivre, ta bonne éducation, tes conseils et tes bénédictions m'ont jamais fait défaut. Que dieu te garde pour nous.

A toi mon père Farid, l'œil attentif et compréhensif, mon exemple et la personne la plus digne de mon estime et mon respect.

Recevez à travers ce travail toute ma gratitude et mes profonds sentiments, que Dieu vous préserve et vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A mon mari qui me donne tout pour réussir Labandji Imad.

Mes grands parents.

A mes aimables sœurs Ahlam , Nabila et Soraya.

A mes adorables frère Abdelmadjid, Ali , Lyes et le petit Anis.

A mon cher oncle Mourad et sa femme que j'aime fort.

A mon beau-père Mohammed Labandji et ma belle-mère.

A mon beau-frère Djamel et sa femme Kenza.

A tous mes chers amis et amies Kahina ,hanane , safia , saaditou, Salem et Fares

M^{me} Sarah OULAB



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

*A Mes chers parents < Papa saaide ; mama adidi > que dieu les garde et
préserve.*

A Mes frères et mais sœurs

A LES PETITE FILLE : Rita et Maya

A toute la famille sans exception.

Je remercie ma promotrice M^{me}.AIT AHMED FATIHA pour son

soutient

Mes collègues de travail.

A Tous mes collègues de GINI CIVILE .

LEILA



ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت أرضي زائد طابق أرضي و7 طوابق علوية، تقع هذه البناية في ولاية بويرة و هي مصنفة بحسب RPA99 اصدارات2003 ضمن المنطقة الزلزالية IIa. اشتملت الدراسة على أربعة محاور: **المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل منها. **المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج ، البلاطات المفرغة ، الشرفات ، المصعد ، المتراس). **المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ETABS الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99 2003 أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية: الأعمدة، العارضات، والبنية التحتية، اعتمادا على RPA99.2003 و BAEL 1999

الكلمات المفتاحية : Socotec, RPA 99/2003, BAEL91, ETABS ،العمارة، الخرسانة

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué de sous-sols, un Rez-de chaussée et 7 étages, implanté dans la wilaya de BOUIRA, classé selon le (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette étude se compose de quatre parties : La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers, poutrelles, l'ascenseur, balcons et l'acrotère). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (infrastructure, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Summary

This project presents a detailed study of building multi-use consists of basements, a ground floor and 7 floor implanted in the state of BOUIRA classified according to the RPA99 2003 version as a zone of average seismicity.

This study consists of four parts: The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the primary dimensions structure and finally the descent of the load. The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase, beams of deck), the elevator and balconies). The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by ETABS to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (infrastructure, columns, and beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91, edit 99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, ETABS, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.

INTRUDUCTUION GENIRALE

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), comportant un RDC, six étages, contreventé par voiles et portiques que doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir ;

Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003)

Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armés suivant la méthode des états limites (BAEL91/99)

Notre travail est organisé en six chapitres :

- **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers, ...)
- **Le quatrième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par logiciel de calcul ETABS.
- **Le cinquième chapitre** calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- **Sixième chapitre** le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier un bâtiment R+6+sous-sol à usage multiples (habitations et commercial) constitué de :

- RDC est à usage commercial.
- les 7^{ème} niveaux de bâtiment à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté a section 83 commune de Bouira, wilaya de Bouira.



Figure I.1 Situation du projet

I.1.1. Caractéristiques géométriques

- Longueur en plan25.65m
- Largeur en plan..... 16.35m
- Hauteur de l'étage courant03.06m
- Hauteur du RDC04.08m
- Hauteur totale24.94m

I.1.2. Données du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyen sismicité élevée (zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme dense (S_3).

La Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8$ bars.

I.1.3. Description technique du bâtiment

- **System de contreventement**

Selon le règlement parasismique, pour tout ouvrage situé en zone IIa et ayant plus de deux niveaux ou dépassant 14m, le système de contreventement doit contenir des voiles pour la reprise des forces horizontales qui sollicitent le bâtiment.

- **Planchers**

Vu que tous les panneaux des dalles sont identiques de dimension (4,10 x 3,25), on a adopté des planchers en corps creux avec une table de compression en béton armé.

- **Escaliers**

Nous avons un seul type d'escalier (escalier droit constitué d'une paillasse et d'un palier de repos).

- **Maçonnerie**

- Murs extérieurs (remplissage): Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtements**

Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers courants.
- Plâtre pour les plafonds et murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour murs intérieurs (salle d'eau et la cuisine).

I.2. Caractéristiques des matériaux

I.2.1. Le béton

Le béton est dosé à 350 kg /m³ en ciment de classe CPA 325, à l'exception du béton de propreté qui est dosé à 150 kg /m³.

I.2.1.1. Les caractéristiques mécaniques du béton

a) La résistance à la compression

La résistance à la compression du béton à l'âge (j) jours F_{cj} est égale à sa résistance à la rupture par compression à (j) jours. Pour $j \leq 28$ jours, la résistance F_{cj} est égale à :

$$F_{cj} = j F_{c28} / 4,76 + 0,83j \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$F_{cj} = j F_{c28} / 1,4 + 0,95j \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Notre béton est caractérisé par : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) La résistance à la traction

La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours : $F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj}$. (Mpa)

Notre béton est caractérisé par : $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

c) Contrainte limite

A L'ELU

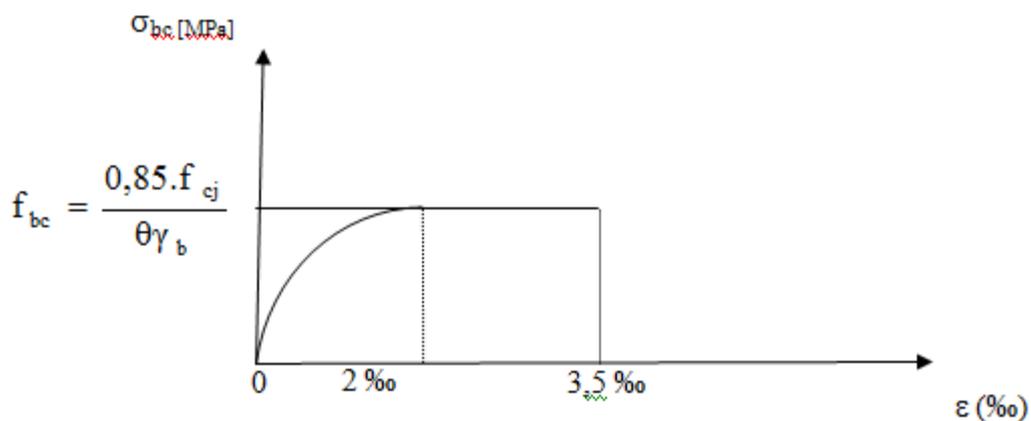


Figure I.2. Diagramme parabol rectangle.a l'ELU

$$F_{bu} = \sigma_{bu} = 0,85 F_{c28} / \theta \gamma_b$$

- γ_b vaut 1,5 sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut 1,15.
- θ : la durée d'application des combinaisons d'action

- $\theta = 1$ t > 24h.
- $\theta = 0,9$ 1h ≤ t ≤ 24h.
- $\theta = 0,85$ t < 1h.

A L'E.L.S

$$\sigma_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

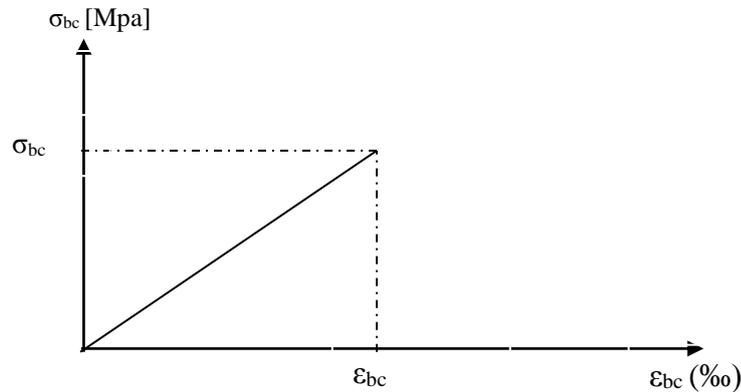


Figure I.3. Diagramme contrainte – déformation du béton a l'ELS

d) Module de déformation longitudinale

- Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) du béton pour les charges à durée d'application courte $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}}$ MPa.
- Le module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) du béton pour les charges de longue durée d'application, $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}}$ MPa.

Pour un béton dont $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$: $E_{vj} = 32164,20 \text{ Mpa}$.

$$E_{ij} = 10721,4 \text{ Mpa.}$$

e) Coefficient de poisson

$\nu = 0,2$ à l'E.L.S.

$\nu = 0$ à l'E.L.U.

I.2.2. Les aciers

Les aciers utilisés sont :

- Les aciers de haute adhérence de nuance: Fe E 400 dont la limite d'élasticité $F_e = 400 \text{ MPa}$.
- Treillis soudés.
- Aciers doux.

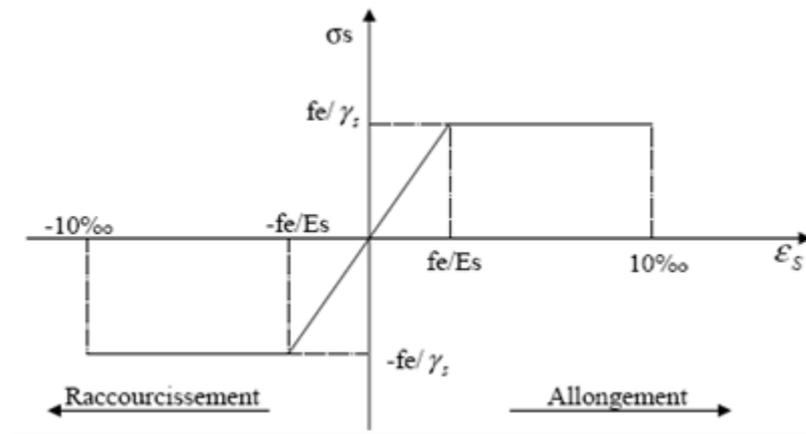


Figure I.4. Diagramme de contraintes déformation de l'acier

a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier

La valeur du module d'élasticité est constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé. Elle est prise égale à $E_s = 2 \times 10^5$ Mpa.

b) Les contraintes dans les aciers

A L'E.L.U

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ avec γ_s coefficient de sécurité tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation courantes

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

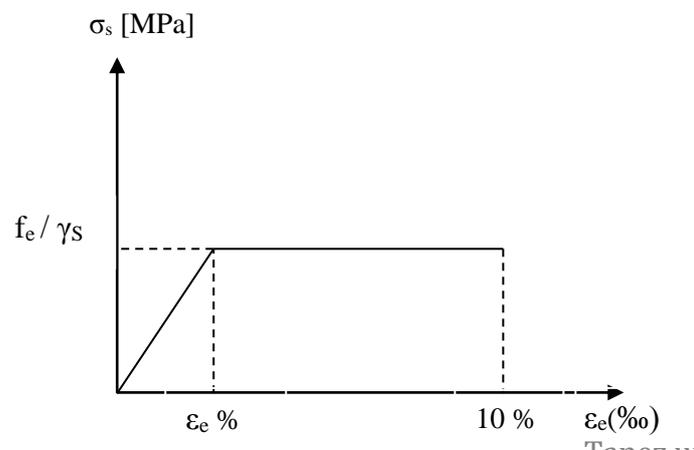


Figure 1.5. Diagramme contrainte – déformation de l'acier

c) Vérification des contraintes des aciers à l'état limite de service (E.L.S)

- Fissuration peu préjudiciable : (aucune limitation des contraintes dans les aciers).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_{te} ; 110 (\eta F_{tj})^{1/2})$ (MPa).
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_{te} ; 90 (\eta F_{tj})^{1/2})$ (MPa).

η : est un coefficient de fissuration vaut 1 pour les ronds lisses, et 1,6 pour les aciers à haute adhérence.

II. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le calcul des dimensions préliminaire des différents éléments résistants en respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003 et du CBA93.

II.1. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort ;
- Les charges d’exploitation ou surcharges.

Les charges permanentes G

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (**D.T.R B.C. 2.2**) des charges permanentes et charges d'exploitations.

Les charges d’exploitation Q

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d’habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d’une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Règlementaire (**D.T.R B.C. 2.2**) des charges permanentes et charges d'exploitations

II.2. Charges d’exploitation. (DTR – BC 2.2)

Tableau II.1.Charges d’exploitation (DTR – BC 2.2)

Locaux	Surcharge (KN /m ²)
- Plancher terrasse inaccessible	1
- Plancher étage courant	1.5
- Balcon	3.5
- Escalier	2.5
- Acrotère	1

II.3. Pré dimensionnement des éléments

Nous procédons à l'estimation du chargement au niveau de chaque étage et ainsi, établir une descente des charges en partant de sommet du bâtiment vers sa base, cela en vue d'un pré dimensionnement des éléments porteurs.

Notre pré dimensionnement est fait selon les règles imposées par le **BAEL 91, RPA 99(version 2003)** et cela sous les charges verticales seulement :

- Les plancher.
- Les escaliers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.3.1. Les planchers

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leurs épaisseurs dépend, le plus souvent des conditions d'utilisation et par conséquent est déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.3.1.1. Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que ceux-là occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Les dimensionnements des planchers doivent respecter les conditions suivantes :

- Condition d'isolation phonique : $e \geq 16 \text{ cm}$
- Condition de sécurité incendie :
 - $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 - $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
 - $e \geq 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- Condition de résistance à la flexion : $e \geq (\frac{l_{x_{max}}}{22,5}, \frac{l_{y_{max}}}{22,5})$

$l_{x_{max}}$: Longueur maximale prise entre deux poteaux dans le sens horizontal

Dans notre cas, on : $l_{x_{max}} = 3,60 \text{ m}$

$l_{y_{max}}$: Longueur maximale prise entre deux poteaux dans le sens vertical

Dans notre cas, on : $l_{y_{max}} = 4,40 \text{ m}$

- $e \geq \min(\frac{3.6}{22.5}, \frac{4.4}{22.5}) = 0.16\text{m}$

On adopte : 16cm de corps creux et une dalle de compression en béton armé de 4cm.

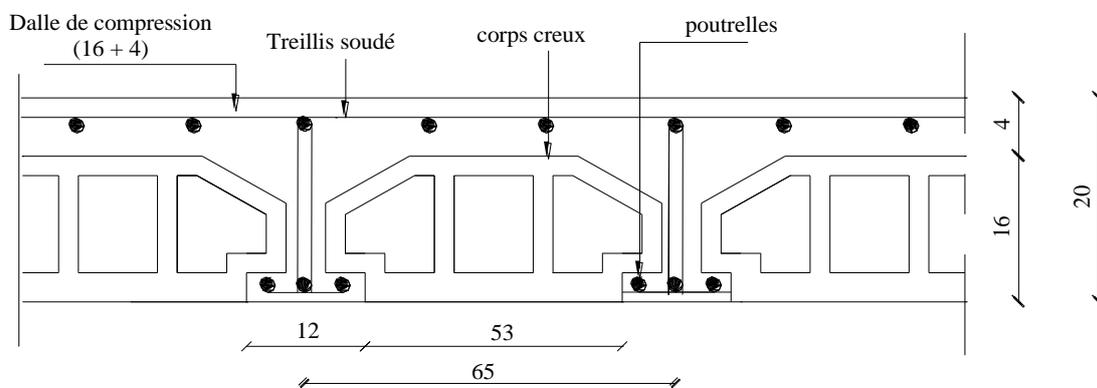


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

II.3.1.2. Plancher dalle pleine

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

- **Condition de résistance a la flexion**

• $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$: pour une dalle reposant sur deux appuis

• $\frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{40}$: pour une dalle reposant sur 4 appuis

Avec : $L = \max \{l_{x_{max}}, l_{y_{max}}\} \Rightarrow L = 425 \text{ cm}$

• $\frac{425}{35} \leq e \leq \frac{425}{30} \Rightarrow 0.121 \leq e \leq 0.141$

- **Condition de résistance au feu**

- $e_3 = 7$ cm pour 1h de coupe-feu
- $e_3 = 11$ cm pour 2h de coupe-feu

On perd : $e = 15$ cm

II.3.2. Les escaliers

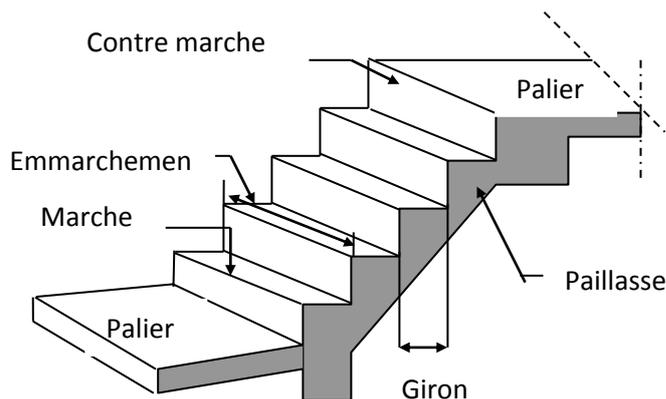


Figure II.2. Schéma de l'escalier

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a pour origine étymologique « scala », l'« échelle » en latin. Le métier correspondant est celui d'escalierier. Par extension, l'escalier a donné son nom à un escalier, une voie piétonne faite en escalier.

II.3.2.1. Pré dimensionnement des escaliers

Pour RDC : $H = 4.08$

- **Calcul le nombre des marches**

On a : hauteur de marche (h) : $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$

On adopte : $h = 17 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{408}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 24 \text{ marches (3 volée)}}$$

$$\Rightarrow 6 \text{ marche} + 9 \text{ marche} + 9 \text{ marche}$$

Donc :

Pour Volée : $H = 1.53 \text{ m}$

- **Calcul du giron :** $h=1.53$ m (9 marche)

En utilisant la méthode du Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 60 - 2 \times 17 \leq g \leq 65 - 2 \times 17$$

$$\Rightarrow \quad 26 \text{ cm} \leq g \leq 31 \text{ cm} \quad \Rightarrow g = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

- **Calcul le reculement (R)**

$$R = g \times (n-1) \quad \Rightarrow \quad R = 30 \times 8 \quad \Rightarrow \mathbf{R = 240 \text{ cm}}$$

- **Longueur du limon**

On calculer l'angle (α) :

$$\tan \alpha = \frac{H}{R} \quad \tan \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \quad \tan \alpha = 0.64 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \mathbf{36.13^\circ}$$

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} \quad \Rightarrow \quad L = \frac{153}{0.54} \Rightarrow \quad \mathbf{L = 283.33 \text{ cm}}$$

Pour Volée : H=1.02 m

- **Calcul du giron :** $H=1.02$ m (6 marche)

En utilisant la méthode du Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 60 - 2 \times 17 \leq g \leq 65 - 2 \times 17$$

$$\Rightarrow \quad 26 \text{ cm} \leq g \leq 31 \text{ cm} \quad \Rightarrow g = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

- **Calcul le reculement (R)**

$$R = g \times (n-1) \quad \Rightarrow \quad R = 30 \times 5 \quad \Rightarrow \mathbf{R = 150 \text{ cm}}$$

Longueur du limon

On calculer l'angle (α) :

$$\tan \alpha = \frac{H}{R} \quad \tan \alpha = \frac{102}{150} \Rightarrow \quad \tan \alpha = 0.68 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \mathbf{34.22^\circ}$$

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} \quad \Rightarrow \quad L = \frac{102}{0.56} \Rightarrow \quad \mathbf{L = 282.14 \text{ cm}}$$

- Calcul des épaisseurs de paillasse et du palier (e)

$$e = \begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq \max\left[\frac{L}{30}; 10 \text{ cm}\right] \end{cases}$$

$$e = \begin{cases} \frac{283.33}{30} \leq e \leq \frac{283.33}{20} \\ e \geq \max\left[\frac{283.3}{30}; 10 \text{ cm}\right] \end{cases}$$

$$e = \begin{cases} 9.49 \leq e \leq 14.23 \\ e \geq \max[9.49; 10 \text{ cm}] \end{cases}$$

On prend : e= 15 cm

II.3.2.2. Pré dimensionnement de la poutre palière

L= 3.10 m

Selon le **BAEL 91[2]** , les dimensions de la poutre sont :

$$\begin{cases} \frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} & \Rightarrow 20.67 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm} & \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h & \Rightarrow 10 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm} & \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte: (b x h)=(30x25)

❖ Verification

Le **RPA99 [1]** préconise $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ \frac{h}{b} 1.5 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{OK.} \end{cases}$

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Le Pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est comme suit :

D'après BAEL 91 on a :

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

Avec :

L : Partie de la plus grande travée dans le sens considérer

$$\text{D'après RPA : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

• Pour les poutres secondaires

$$L_{PS} = 3.60 \text{ m}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

$$\text{D'après RPA : } h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

$$\text{D'après RPA : } b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25\text{cm}$$

$$\text{D'après RPA : } \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

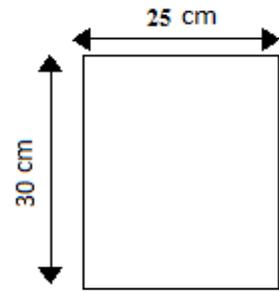


Figure II.3. Poutre secondaire

• Pour les poutres principales

$$L_{PP} = 4.10 \text{ m}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41$$

$$\text{D'après RPA : } h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

$$\text{D'après RPA : } b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{D'après RPA : } \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

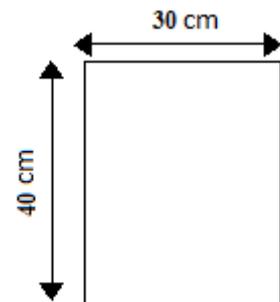


Figure II.4. Poutre principale

Conclusion

- Poutres secondaires..... (bx h) = (25x30) cm²
- Poutres principale..... (bx h) = (30x40) cm

II.5. Évaluation des charges

II.5.1.Toiture

- Charges permanentes G

Tableau II.2.Evaluation des charges de la toiture

Évaluation	Poids (KN/m ²)
-Tuile mécanique a emboitement liteaux comprise	0.4
-Chevrons et pannes	0.1
-Mur pignon cloison	0.9
	G = 1.4 KN/m²

- Charge d’exploitation Q :

Q= 1 KN/m

II.5.2. Plancher étage courant

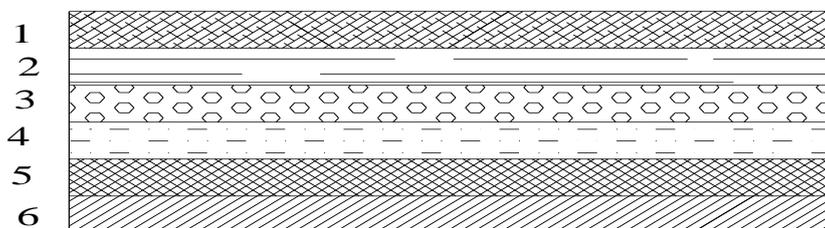


Figure II.5. Composantes d’un plancher courant

- Charges permanentes G

Tableau II.3.Évaluation des charges revenant au plancher étage courant

Elément	Description	Epissure (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Etage courant	1-Carrelage	0.02	20	0.4
	2-Chape en mortier de ciment	0.02	20	0.4
	3-Lit de sable	0.02	18	0.36
	4-Plancher en corps creux	0.2	-	2.8
	5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
	6-Cloison de séparation	0.1	10	1
Totale				G=5.16

- Charge d’exploitation Q:

Q= 1.5 KN/m

II.5.3.Dalle Pleine

- Charges permanentes G

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux dalles pleines

Eléments constituants	Masse volumique (KN /m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN /m ²)
-Enduit de ciment	18	0.02	0.36
-poids propre de la dalle en B.A	25	0.15	3.75
-Lit de sable	18	0.030	0.54
-chape de ciment	20	0.02	0.4
-carrelage en granito	22	0.02	0.44
-Garde-corps	/	/	1
Totale			G = 6.49

- Charge d’exploitation Q : Q= 3.5 KN/m²

II.5.4.Palier

- Charges permanentes G

Tableau II.5.Évaluation des charges de palier

Elément	Description	Epissure (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfacciques (KN/m ²)
Palier	-Carrelage	0.02	22	0.44
	-Mortier de pose	0.02	20	0.4
	-Lit de sable	0.02	17	0.34
	-Dalle pleine	0.15	25	3.75
	-Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale				5.13

- charge d’exploitation Q : Q= 2.5 KN/m²

II.5.5. Paillasse

- Charges permanentes G

Tableau II.6. Évaluation des charges de paillasse

Elément	Matériaux	Epissure (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
paillasse	-Carrelage	0.02	22	0.44
	-Mortier de pose	0.02	20	0.4
	-Poids des marches	0.17/2	25	2.13
	-Dalle plane (paillasse)	0.15	25	3.75
	-Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
totale				6.92

- Charge d'exploitation Q : Q= 2.5 KN/m²

II.6. Maçonnerie

II.6.1. Mure extérieure

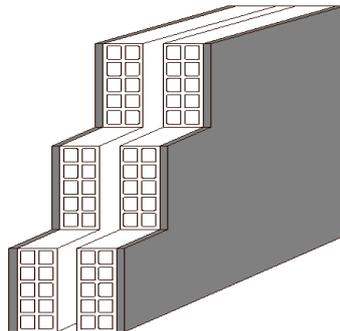


Figure II.6. Schéma du mur double

Charges permanentes G

Tableau II.7.Évaluation des charges les murs extérieure

Element	Description	Epissur (m)	Poids volumique (KN /m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Mur extérieur	-Revetement en ciment	0.02	20	0.4
	-Brique creux extérieur	1 Brique		0.9
	- Brique creux intérieur	1 Brique		0.9
	-Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale				G=2.4

II.6.2 .Mur intérieur

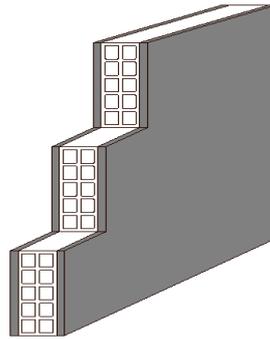


Figure II.7. Schéma du mur

Tableau II.8.Évaluation des charges les murs interieur

Element	Description	Epissur (m)	Poids volumique (KN /m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
Mur interieur	-Revetement en plâtre	0.04	10	0.4
	-Brique creux interieur	1 Brique		0.9
Totale				G=0.36

II.7. Pré-dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcul d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q(\text{charge totale})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On peut dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul de base sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'état limite ultime (1,35G+1,5Q).

Etapas de pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1Pg48].

D'après l'article [B.8.4.1 Pg156] du CBA 93 :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{k\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_{ed}}{100}}$$

$$k = 1 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad ;$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{combinaison accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{combinaison fondamentale} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application des charges} > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.9 & \text{Lorsque cette durée est entre 1h et 2h} \\ \theta = 0.85 & \text{Lorsqu'elle est} < 1 \text{ h} \end{cases}$$

$$f_e = 400 \text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 14.16 \text{MPa}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On fixe $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2$

D'après RPA99/Version 2003 $\frac{A}{B_r} = 0.9\%$ Zone moyenne sismique IIa

$$\Rightarrow B_r \geq 0.64 \times N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

• **Les charges d'exploitation**

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n (Q_i - Q_{ri}) + \sum_{i=1}^n Q_{ri} \quad \text{pour } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : Charge d'exploitation sur la terrasse ;

Q_1 : Charge d'exploitation du dernier niveau ;

Q_i : Charge d'exploitation de l'étage i compté à partir du haut ;

$Q_{ri} = 1 \text{ KN/m}^2$ à partir du haut pour les locaux de bureaux, = 0 pour les autres

❖ **La vérification des conditions de RPA (Art7.4.1 Pg48 RPA99 révisé en 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \text{en zone I et II} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \quad \text{en zone IIb et III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

a. Poteaux intérieur

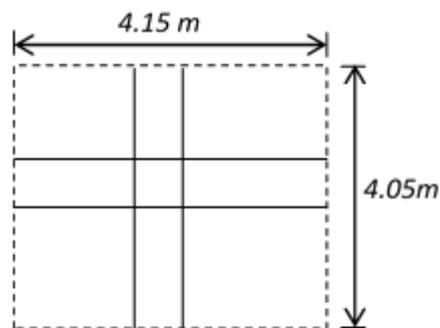


Figure II.8. Dimension de la section revenant au poteau intérieur le plus sollicité

$$AN : S = \left(\frac{4.7}{2} + \frac{3.6}{2} \right) \times \left(\frac{4.1}{2} + \frac{4}{2} \right) = 16.80 \text{ m}^2$$

Q_{min} :

Terrasse	$Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$
6 ^{eme}	$Q_0 + Q_1$
5 ^{eme}	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
4 ^{eme}	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
3 ^{eme}	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
2 ^{eme}	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
1 ^{ere}	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
RDC	$Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Nu :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{umaj} = 1.1N_u$$

$$G_{terrasse} = G_t \times S = 1.4 \times 16.80 = 23.52 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = 23.52 \text{ KN}$$

$$G_{Plancher \acute{e}tage \text{ courant}} = G_e \times S = 5.16 \times 16.8 = 68.69 \text{ KN}$$

$$G_{Plancher \acute{e}tage \text{ courant}} = 68.69 \text{ KN}$$

$$G_{poutres \text{ principal}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.15 = 12.45 \text{ KN}$$

$$G_{poutres \text{ principal}} = 12.45 \text{ KN}$$

$$G_{poutres \text{ secondaire}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.3 \times 4.05 = 7.60 \text{ KN}$$

$$G_{poutres \text{ secondaire}} = 7.60 \text{ KN}$$

$$G_{poteaux} = \rho \times a \times a \times H$$

Avec H : hauteur d'étage

$$G_{total} = G_{Plancher} + G_{poutres \text{ principal}} + G_{poutres \text{ secondaire}} + G_{poteaux}$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$$

Tableau II.9. Choix des sections des poteaux

Niv	G _{total} (KN)	Q _{min} (KN/m ²)	S(m ²)	Q (KN)	N _u (KN)	N _{umaj} (KN)	N _{ucum} (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	axa adopté
Terse	43.57	1	16.8	16.8	84.7	93,16	/	/	/	/
6 ^{eme}	98,11	1.5	16.8	25,2	170,249	187,27335	93,16	59.62	9.72	35*35
5 ^{eme}	98,11	1.43	16.8	23	166,9485	183,64335	280,43335	179,477344	15,3969155	35X35
4 ^{eme}	98,11	1.35	16.8	22,7	166,4985	183,14835	464,0767	297,009088	19,2339516	35X35
3 ^{eme}	96,11	1.25	16.8	21	161,2485	177,37335	647,22505	414,224032	22,3524945	35X35
2 ^{eme}	104,23	1.2	16.8	20,2	171,0105	188,11155	824,5984	527,742976	24,9726571	40*40
1 ^{eme}	104,23	1.13	16.8	19	169,2105	186,13155	1012,70995	648,134368	27,4584832	45*45
RDC	114,24	1.75	16.8	29,4	198,324	218,1564	1198,8415	767,25856	29,6994325	50*50
S-S	/	/	/	/	/	/	1416,9979	906,878656	32,114426	50*50

II.7.1.Verification les section dans RPA

Tableau II.10.Vérification la section dans RPA

Poteaux	Condition exigées par RPA99/2003	Valeurs calculées	observation
50x50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 50\text{cm}$	cv
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 20.4$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	
45x45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 45\text{cm}$	cv
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 18.75$	cv
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	cv
40x40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 40\text{cm}$	cv
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 20.4$	cv
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	cv
35x35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm}$	cv
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 15.3$	cv
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	$\frac{b_1}{h_1} = 1$	cv

II.7.2.Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 35$

On a:

- $L_f = 0.7 l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale)

Tableau II.11. Vérification au flambement

NIV	La section	l_0 (cm)	l_f (cm)	i	λ	$\lambda \leq 35$
7	35x35	250	175	10.10	17.32	cv
6	35x35	306	214	12.99	16.47	cv
5	35x35	306	214	12.99	16.47	cv
4	35x35	306	214	12.99	16.47	cv
3	35x35	306	214	12.99	16.47	cv
2	40x40	306	214	12.99	16.47	cv
1	45x45	306	214	12.99	16.47	cv
RDC	50x50	408	286	14.43	19.81	cv
S-SOL	50x50	357	250	14.43	17.33	cv

II.8.VOILES:

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99/2003, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 :

L'épaisseur minimale d'un voile « e_{min} » est 15 cm

$$L \geq 4 e$$

L : longueur du voile et e : l'épaisseur du voile

$$e \geq \max(e_{min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}).$$

h_e : hauteur d'étage

Pour la hauteur des étages courants ($h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86$ m)

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq 11.44 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq 13 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(15 ; 11.44 ; 13 ; 14.3) \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

Pour la hauteur du RDC $h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63$ m

$$e \geq 18.15 \text{ cm}$$

Pour tous les niveaux, on prend : $e = 20$ cm

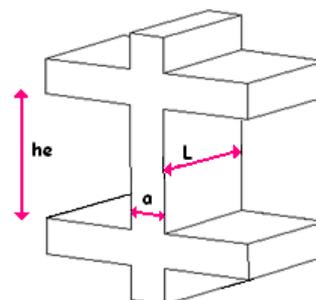


Figure II.9. Schéma détail du voile

III. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement.

Les éléments secondaires à ferrailer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers et la salle machine.

III.1.L' acrotère

III.1.1.Définition

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

III.1.2.Evaluation des charges

- **charge permanente**

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,05 \times 0,05 + 0,1 \times 0,05 \times 0,05/2$$

$$= 0,0638 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0,0638 = 1,595 \text{ kN/ml}$

$$G = 1,595 \text{ kN/ml}$$

- **charge d'exploitation**

On prend on considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

Détermination des efforts

A L' ELU

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,595 = 2,153 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

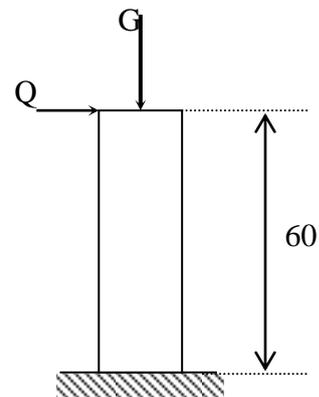


Figure III.1.Schéma statique de l'acrotère

A L' ELS

$N_S = G = 1,595 \text{ kN}$

$M_S = Q h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$

$T_s = Q = 1 \text{ kN}$

Données

Tableaux.III.1.les Caractéristique de l'crotter.

H	b	f_{c28}	M_U	N_U	σ_b	F_e
10 cm	100 cm	25 MPA	0.9 KN.m	2.153 KN	14.2 MPA	400 MPA

$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$

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

III.1.3. Calcul des armatures à L'ELU

- **Position du centre de pression**

Calcul d'excentricité

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.153} = 0.418 \text{ m}$

On a $e_0 = 41.8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$

Moment de flexion

$M_F = N_U f$ avec : $f = e_0 + (h/2 - c) = 44,3 \text{ cm}$

$\Rightarrow M_F = 0,443 \text{ kN.m}$

D'après l'organigramme I: $M = M_F = 0,443 \text{ kN.m}$

A. Les armatures en flexion simple

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{0.44}{1 \times 9^2 \cdot 10^{-4} \times 14,2 \cdot 10^3} = 3.825 \cdot 10^{-3}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 4.79 \cdot 10^{-3}$

$\mu_l = 0,8 \alpha (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow \mu_l = 3,825 \cdot 10^{-3}$

$\Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l$

$\Rightarrow A_s' = 0$ (pas d'acier comprimés)

On a : $\mu_{bu} \leq \mu_l$ condition vérifie

$y_u = \alpha \cdot d = 4.79 \cdot 10^{-3} \times 9 = 0.0431 \text{ cm}$

$$z_u = d - 0,4y_u \Rightarrow z_u = 9 - 0,4 \times 0,0431 = 8,98 \text{ cm} \Rightarrow z_u = 8.968 \text{ cm}$$

$$\alpha \leq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10\%$$

On a :

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_e \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases} \Rightarrow \varepsilon_e = \frac{400}{1,15 \times 2.1 \cdot 10^5} \Rightarrow \varepsilon_e = 1,656 \cdot 10^{-3} \%$$

Donc:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{M_u}{z_u \cdot \sigma_s} = \frac{0.44 \cdot 10^6}{89.8 \times 347.83} = 0.14 \text{ cm}^2$$

B. Les armatures en flexion composée

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{f_{ed}} \Rightarrow A_s =$$

Soit : $A_s = 0,43 \text{ cm}^2$

C. Condition de non fragilité

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{tj}}{f_e} bd = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times 100 \times 9 = 1.087 \text{ cm}^2 / f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

On prend : $A = \max (A_u; A_{\min}) \Rightarrow A = 1.087 \text{ cm}^2$

La section choisie est **4T8** avec: $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

D. Les armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.503 \leq A_r \leq 1.01 \text{ cm}^2$$

La section choisie est **A_r = 3T6 = 0.85 cm²**

E. Calcul de l'espacement

$$\frac{1 \text{ m}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.1.4. Verifications

III.1.4.1. Verifications au séisme

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

Il faut que :

$$F_P \leq 1,5 Q \quad [2]$$

On a :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

F_P : force d'inertie appliquée au centre de base de l'acrotère

A : coefficient d'accélération pour la zone IIa, groupe 2, $A = 0,15$

C_P : facteur des forces horizontales ($C_P=0,8$) élément consol

W_P : poids de l'acrotère $W_P=1,595\text{kN/m}$

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,595 = 0,765$$

$$1,5 Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ kN/m}$$

Donc : $F_P = 0,765 < 1,5 \dots\dots\dots \text{CV}.$

III.1.4.2. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,016 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,016 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

III.1.4.3. Vérification des contraintes à L'ELS

- Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,595} = 0,376\text{m}$$

On prend : $e_0 = 38\text{cm}$

$$\text{On a: } e_0 = 38\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5\text{cm}$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I_h = \frac{b \cdot y_s^2}{3} + n \cdot A_s (d - y_s)^2 + n A S' (y_s - d')^2$$

Y : : position de l'axe neutre

-Position de l'axe neutre y

$$\frac{b \cdot y_s^2}{2} + n \cdot A_s' (y_s - d') - n A_s' (d - y_s) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{100}{2} \cdot y_s^2 + 15(2,01)(9 - y_s) = 0$$

$$\Rightarrow 50.y_s^2 + 30.15y_s - 271.35 = 0$$

$$\Rightarrow y_s = 2.047 \text{ cm}$$

- Calcul de Moment d'inertie I

$$I_h = \frac{b.y_s^2}{3} + n.A_s(d - y_s)^2 + n.A_s'(y_s - d')^2$$

$$\Rightarrow I_h = \frac{100(2.047)^3}{3} + 15(2.01)(9 - 2.047)^2$$

$$\Rightarrow I_h = 285.911 + 1457.577$$

$$\Rightarrow I_h = 1743.48 \text{ cm}^4$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \frac{0.6 \times 10^6}{1743.48 \times 10^4} (20.47) = 0.70 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier : On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA}$

On a :

$$\sigma_s = \eta.K(d - y) = 15 \times 0.034(90 - 20.47) = 35.46 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau III.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de traction dans l'acier.

Elément	M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ _{bc} MPA	σ _s MPA	Observation
acrotère	0.6	2.047	1743.48	0.034	0.7	35.46	Verifié

• **Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm² / ml** avec un espacement de 25 cm.
- Armatures de répartition : **3HA6 = 0.85 cm² / ml** avec un espacement de 25 cm.

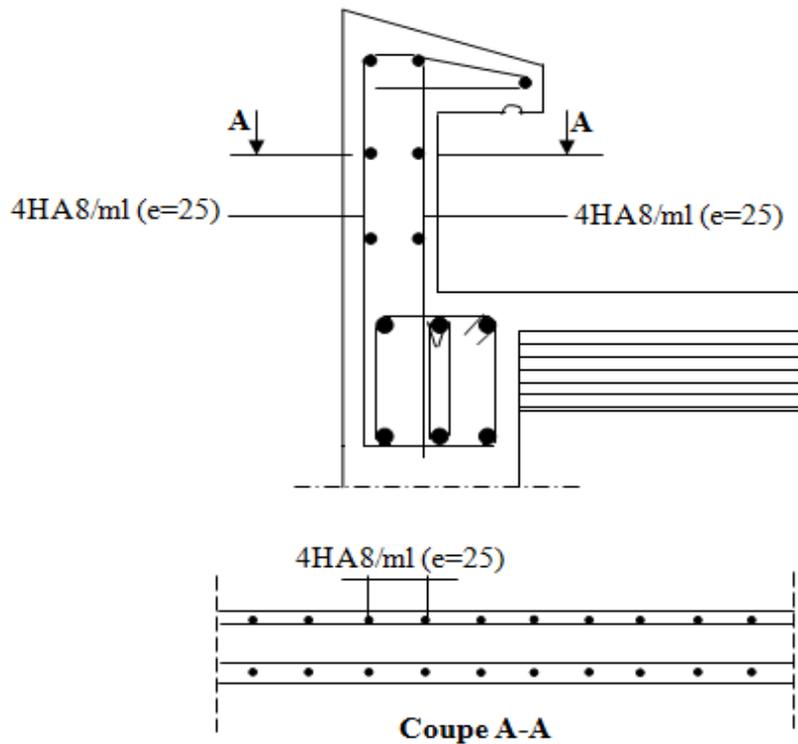


Figure III.2. Ferrailage de l'acrotère

III.2. Etude de planchers

III.2.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Dans notre projet on a que des planchers à corps creux, ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.2.2. Disposition et pré dimensionnement des poutrelles

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille en hyper statiquement. Avec les dimensions suivantes :

- $h = 16+4=20\text{cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b = 65\text{cm}$
- $b_0 = 12\text{cm}$
- $d = 0.9h ; d = 18\text{cm}$

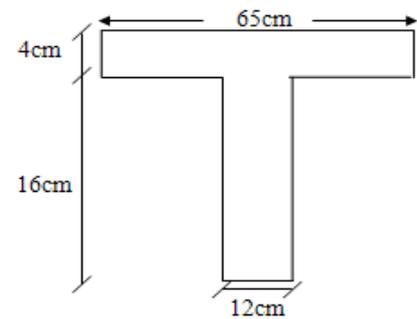


Figure III.3. Poutrelle en T

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges du corps creux

- **Etage courant**

$G = 5.16 \times 0.65 = 3.36 \text{ kN/ml}$

$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN}$

$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 3.36 + 1.5 \times 0.98 = 6.01 \Rightarrow q_u = 6.01 \text{ KN/m}$

$P_s = G + Q \Rightarrow q_s = 3.36 + 0.98 = 4.34 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 4.34 \text{ KN/m}$

- **RDC:**

$G = 5.16 \times 0.65 = 3.36$

$Q = 2.5 \times 0.6 = 1.63$

$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 3.36 + 1.5 \times 1.63 = 6.98 \Rightarrow q_u = 6.98 \text{ KN/m}$

$P_s = G + Q = 3.36 + 1.63 = 4.99 \Rightarrow q_s = 4.99 \text{ KN/m}$

Tableaux III.3. les charge et surcharges du corps creux.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison	
			ELU (q _u) (KN/m)	ELS (q _s) (KN/m)
Etage Coron	5.16	1.5	6.01	4.34
RDC	5.16	2.5	6.98	4.99

III.2.4. Méthode de calcul

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

A)-Méthode forfaitaire

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d’exploitations modérées.

a) Conditions d’applications

$$1- \begin{cases} Q \leq 2G \\ \text{ou} \\ Q \leq 5KN / m^2 \end{cases}$$

2- Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

$$3- \text{ Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

B) La méthode de Caquot :(BAEL99, Art B.6.2.22)

- Conditions d'application de la méthode

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux plancher à surcharges élevée : $Q \geq \min (2G;5)KN / m^2$

Si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite \Rightarrow on applique la méthode de Caquot minorée,la on remplace la charge permanent G par $G' = \frac{2}{3}G$ pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

- Exposé de la méthode :

Calculer les moments aux niveaux des appuis (M_a) sont données par l'expression suivante

$$M_a^i = - \frac{q_w \times l_w'^3 + q_e' \times l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec : M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.
 q_w ; q_e : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
 l_w' ; l_e' : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0.8L: \text{Travee intermediaire} \\ l: \text{Travee de rive} \end{cases}$$

-Le moment en travées :

$$M_t = M_W - V_W \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2} \Rightarrow x_0 = - \frac{V_W}{q}$$

M_t :le moment maximale en travée :

-Les efforts tranchant :

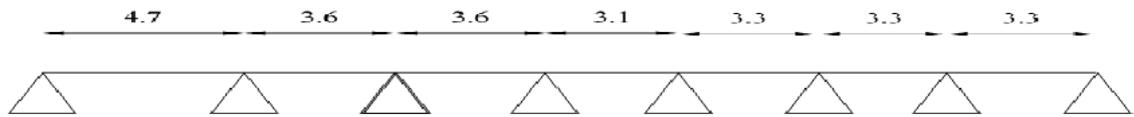
$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} ; \quad V_e = V_w + ql$$

V_w : L'effort tranchant sur l'appui gauche

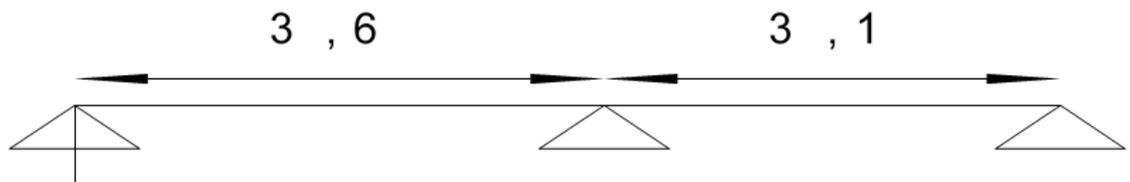
V_e : L'effort tranchant sur l'appui droit

III.2.5.Type des traves

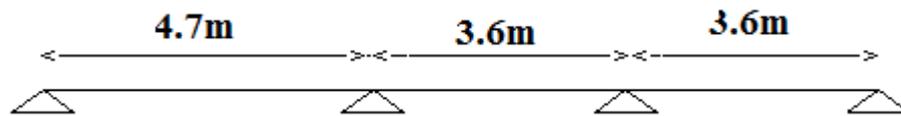
- Type01



- Type 02



- Type03



III.2.5.1.Application de la méthode

- Pour le type 01

Pour i_1 :

$$0.8 \leq \frac{3.0}{3.6} = 0.83 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{3.6}{3} = 1.2 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

Pour i_2 :

$$0.8 \leq \frac{3.6}{3.6} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{3.6}{3.6} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

Pour i_3 :

$$0.8 \leq \frac{3.6}{3.1} = 1.16 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{3.1}{3.6} = 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

Pour i_4 :

$$0.8 \leq \frac{3.1}{3.3} = 0.94 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{3.3}{3.1} = 1.06 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

Pour i_5 :

$$0.8 \leq \frac{3.3}{3.3} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{3.3}{3.3} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

Pour i_6 :

$$0.8 \leq \frac{3.3}{3.3} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{3.3}{3.3} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

Principe de la méthode forfaitaire : d'après le [BAEL 91].

- **Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes sans pondération.

M_0 : Moment isostatique.

M_e : Moment sur l'appui de droite.

M_w : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

Les efforts tranchants

$$V_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

- A l'ELU : $P_u = 6.01 \text{ KN/m}$

Moment isostatique

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

Tableau.III.4. Moments isostatique à L'ELU pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
L (m)	4.7	3.6	3.6	3.1	3.3	3.3	3.3
M₀(KN.m)	6.76	9.74	9.74	7.22	8.18	8.18	8.18

Moments sur les appuis

- **Appuis de rive**

$$M_1 = M_5 = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$$M_1 = -0.15 \times 6.76 \Rightarrow M_1 = -1.014 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -0.15 \times 8.18 \Rightarrow M_5 = -1.23 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$M_a = 0.5 M_0 \quad \text{appuis voisin de rive}$$

$$M_a = 0.4 M_0 \text{ appuis intermédiaires}$$

$$M_2 = -0.5 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.5 \times 9.74 \Rightarrow M_2 = -4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -0.4 \times \max(M_0^{2-3}, M_0^{3-4}) = -0.4 \times 9.74 \Rightarrow M_3 = -3.9 \text{ KN.}$$

$$M_4 = -0.4 \times \max(M_0^{3-4}, M_0^{4-5}) = -0.4 \times 9.74 \Rightarrow M_4 = -3.9 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -0.4 \times \max(M_0^{4-5}, M_0^{5-6}) = -0.4 \times 8.18 \Rightarrow M_5 = -3.27 \text{ KN.}$$

$$M_6 = -0.4 \times \max(M_0^{5-6}, M_0^{6-7}) = -0.4 \times 8.18 \Rightarrow M_6 = -3.27 \text{ KN.}$$

$$M_7 = -0.5 \times \max(M_0^{6-7}, M_0^{7-8}) = -0.5 \times 8.18 \Rightarrow M_7 = -4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 4.87 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.16}$$

$$\alpha = 0.22$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de ri}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Tableaux.III.5. Momentsaux travées ELU : pour type 01

trave	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	0	-4.87	-3.9	-3.9	-3.27	-3.27	-4.9
M_e (KN.m)	-4.87	-3.9	-3.9	-3.27	-3.27	-4.9	0
M_a (KN.m)	6.76	9.74	9.74	7.22	8.18	8.18	8.18
M_t (KN.m)	4.26	5.16	5.16	3.83	4.34	4.34	4.34

Effort tranchant

$$V_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Tableaux.III.6. Efforttranchant aux travées ELU Pour type 01

trave	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m))	0	-4.87	-3.9	-3.9	-3.27	-3.27	-4.9
M_e (KN.m))	-4.87	-3.9	-3.9	-3.27	-3.27	-4.9	0
V_w (KN.m))	10.64	10.55	10.82	9.11	9.92	10.16	8.68
V_e (KN.m))	-7.39	-8.38	-10.82	-9.52	-9.52	-9.67	-11.15

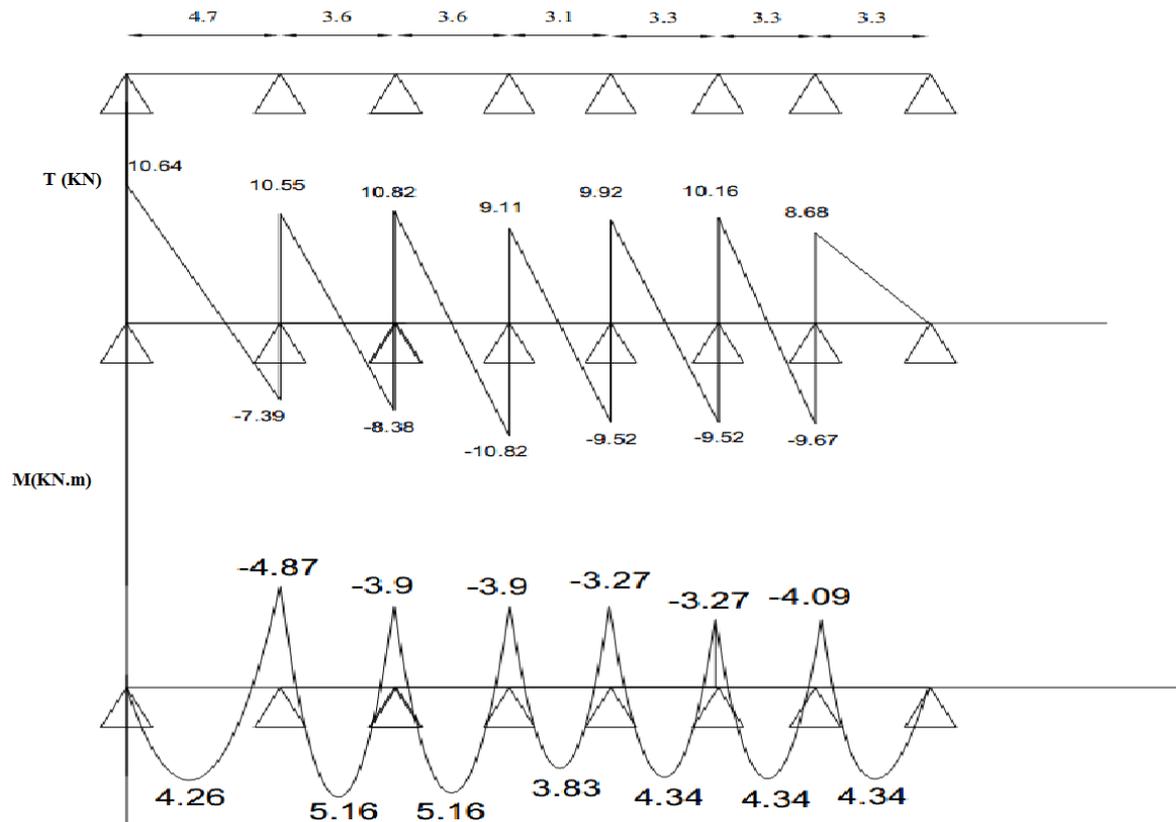


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants et des moments a ELU (type01)

A l'ELS : $P_s = 4.34 \text{ KN/m}$

Moment isostatique

$$M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8}$$

Tableau.III.9.Moments isostatique à L'ELS pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
L (m)	4.7	3.6	3.6	3.1	3.3	3.3	3.3
$M_0(\text{KN.m})$	4.89	7.03	7.03	5.21	5.9	5.9	5.9

Moment sur les appuis

- Appuis de rive

$$M_1 = M_5 = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des acier de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$$M_1 = -0.15 \times 4.89 \Rightarrow M_1 = -0.74 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -0.15 \times 5.9 \Rightarrow M_5 = -0.89 \text{KN.m}$$

• **Appuis intermédiaires**

$$M_a = 0.5 M_0 \quad \text{appuis voisin de rive}$$

$$M_a = 0.4 M_0 \text{ appuis intermédiaires}$$

$$M_2 = -0.5 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.5 \times 7.03 \Rightarrow M_2 = -3.52 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -0.4 \times \max(M_0^{2-3}, M_0^{3-4}) = -0.4 \times 7.03 \Rightarrow M_3 = -2.81 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -0.4 \times \max(M_0^{3-4}, M_0^{4-5}) = -0.4 \times 7.03 \Rightarrow M_4 = -2.81 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -0.4 \times \max(M_0^{4-5}, M_0^{5-6}) = -0.4 \times 5.9 \Rightarrow M_5 = -2.36 \text{KN.m}$$

$$M_6 = -0.4 \times \max(M_0^{5-6}, M_0^{6-7}) = -0.4 \times 5.9 \Rightarrow M_6 = -2.36 \text{KN.m}$$

$$M_7 = -0.5 \times \max(M_0^{6-7}, M_0^{7-8}) = -0.5 \times 5.9 \Rightarrow M_7 = -2.95 \text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 3.52 \text{KN.m}$$

• **Moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.16}$$

$$\alpha = 0.22$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

Tableaux.III.7. Moment dans les travée aux travée à ELS pour type 01

traver	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w(KN.m)	0	-3.52	-2.81	-2.91	-2.36	-2.36	-2.95
M_e(KN.m)	-3.52	-2.81	-2.91	-2.36	-2.36	-2.95	0
M_a(KN.m)	4.89	7.03	7.03	5.81	5.9	5.9	5.9
M_t(KN.m)	3.08	3.73	3.73	2.76	3.13	3.13	3.17

• Effort tranchant

$$V_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Tableaux.III.8. Effort tranchantaux travée a ELS pour type 01

traver	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w(KN.m)	0	-3.52	-2.81	-2.91	-2.36	-2.36	-2.95
M_e (KN.m)	-3.52	-2.81	-2.91	-2.36	-2.36	-2.95	0
V_w (KN.m)	7.68	7.61	7.84	6.55	7.16	7.34	6.27
V_e (KN.m)	-5.34	-8.01	-7.78	-6.90	-7.16	-6.98	-8.05

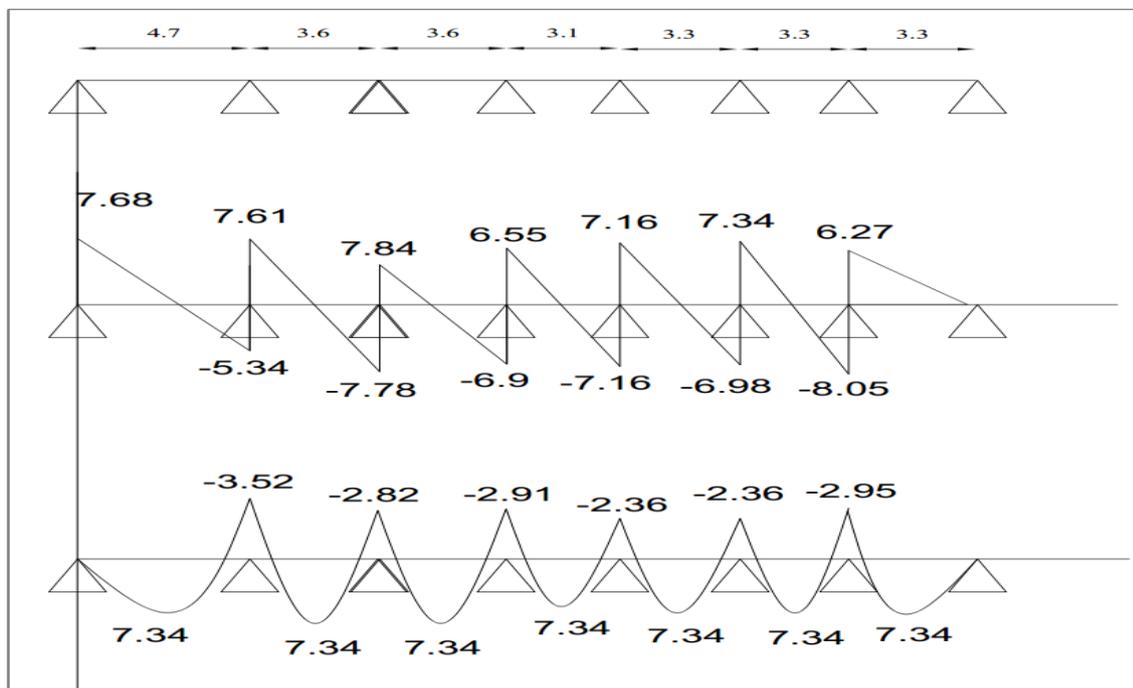


Figure III.5.Daigram des efforts tranchant et des moments a ELS (TYPE 01)

- Type 02 :

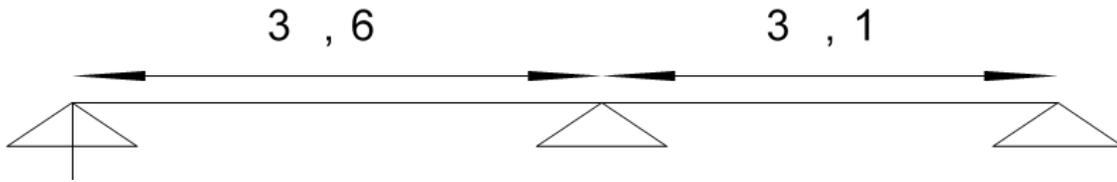


Figure III.12 :Type 02 (poutrelle à 2 travées)

Etage Courant

$Q=1.5 < \min(2 \times G=10.32; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$

Pour i_1 :

$0.8 \leq \frac{3.6}{3.1} = 1.16 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$

$0.8 \leq \frac{3.1}{3.6} = 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$

Application de la méthode

✓ ELU : $P_u = 6.01 \text{KN/m}$

- **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

Tableau.III.9. Moments isostatique à L'ELU pour type 2

Travée	1-2	2-3
L (m)	3.6	3.1
$M_0(\text{KN.m})$	9.74	7.22

Moments sur les appuis

- **Appuis de rive**

$M_1 = M_3 = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$

$M_1 = -0.15 \times 9.74 \Rightarrow M_1 = -1.46 \text{ KN.m}$

$M_3 = -0.15 \times 7.22 \Rightarrow M_3 = -1.083 \text{ KN.m}$

- **Appuis intermédiaires**

$0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$M_2 = -0.6 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.6 \times 9.74 \Rightarrow M_2 = -5.84 \text{KN.m}$

Moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1.5 + 5.16}$$

$$\alpha = 0.22$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

Tableau.III.10. Moments aux travées à L'ELU pour type 2

Travée	1-2	2-3
M_w(KN.m)	0	-5.84
M_e(KN.m)	-5.84	0
M₀(KN.m)	9.74	7.22
M_t(KN.m)	6.14	4.55

- Effort tranchant :

$$V_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} ;$$

$$V_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Tableau.III.11. Efforts tranchants à L'ELU pour type 2

Travée	1-2	2-3
L(m)	3.6	3.1
M_w(KN.m)	0	-5.84
M_e(KN.m)	-5.84	0
V_w(KN)	12.44	7.43
V_e(KN)	-9.20	-11.20

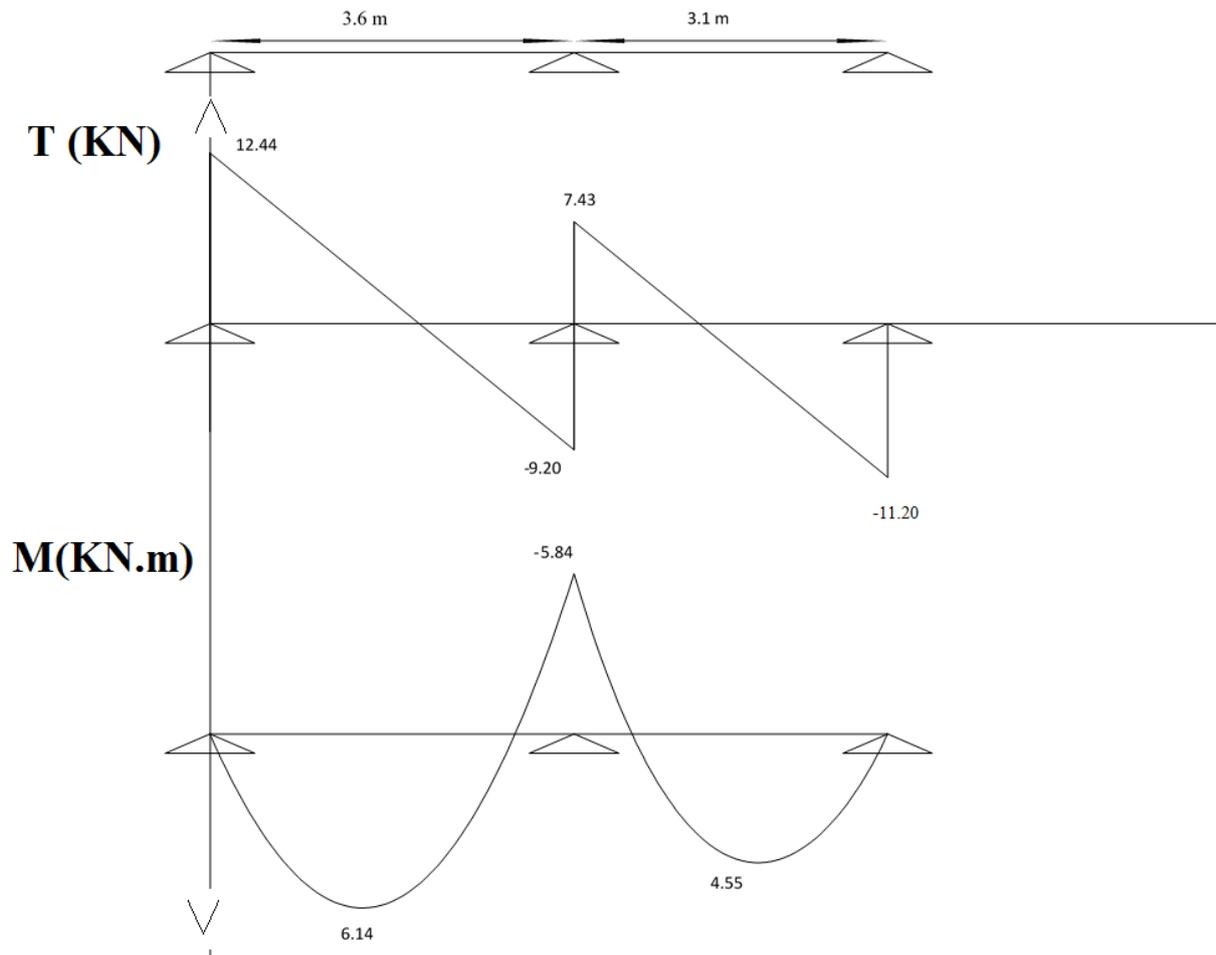


Figure III.6. Diagramme des efforts tranchant et des moments à ELU (TYPE 02)

l'ELS : $P_s = 4.34 \text{ KN/m}$

Moment isostatique

$$M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8}$$

Tableau.III.12. Moments isostatique à L'ELS pour type 2

Travée	1-2	2-3
L (m)	3.6	3.1
$M_0(\text{KN.m})$	7.03	5.21

Moments sur les appuis.

- Appuis de rive.

$$M_1 = M_3 = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15M_0$

$$M_1 = -0.15 \times 7.03 \Rightarrow M_1 = -1.05 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -0.15 \times 5.21 \Rightarrow M_3 = -0.78 \text{KN.m}$$

• Appuis intermédiaires.

$0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$$M_2 = -0.6 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.6 \times 7.03 \Rightarrow M_2 = -4.22 \text{KN.m}$$

Moments en travée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1.5 + 5.16}$$

$$\alpha = 0.22$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

Tableau.III.13. Moments aux travées à L'ELS pour type 2

Travée	1-2	2-3
M_w(KN.m)	0	-4.22
M_e(KN.m)	-4.22	0
M₀(KN.m)	7.03	5.21
M_t(KN.m)	4.23	3.28

Effort tranchant

$$V_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Tableau.III.14. Efforts tranchants à L'ELS pour type 2

Travée	1-2	2-3
L(m)	3.6	3.1
M_w(KN.m)	0	-4.22
M_e(KN.m)	-4.22	0
V_w(KN)	8.98	5.37
V_e(KN)	-6.64	-8.08

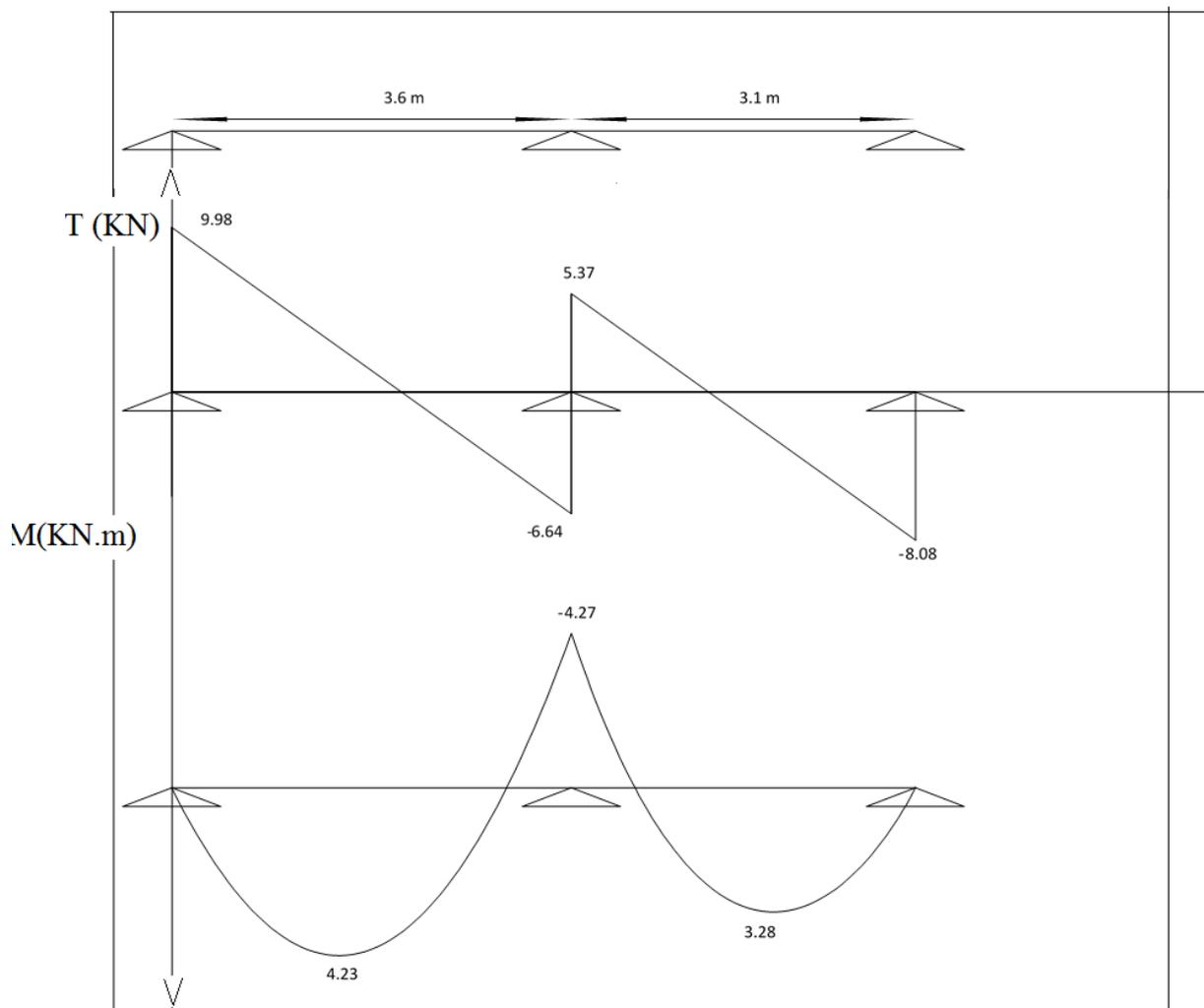


Figure III.7. Diagramme des effort tranchant et des moment a ELS (TYPE 02)

B) La méthode de Caquot :(BAEL99, Art B.6.2.22)

- Conditions d’application de la méthode

La méthode de Caquot s’applique essentiellement aux plancher à surcharges élevée : $Q \geq \min (2G;5)KN / m^2$

Si une des trois conditions restantes n’est pas satisfaite \Rightarrow on applique la méthode de Caquot minorée,la on remplace la charge permanent G par $G'=\frac{2}{3}G$ pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

- Exposé de la méthode :

Calculer les moments aux niveaux des appuis (M_a) sont données par l’expression suivante :

$$M_a^i = - \frac{q_w \times l_w^3 + q_e' \times l_e^3}{8.5(l_w' + l_e)}$$

Avec : M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

q_w ; q_e : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

l_w ; l_e : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} 0.8L: \text{Travée intermediaire} \\ l: \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Le moment en travées

$$M_t = M_W - V_W \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2} \Rightarrow x_0 = -\frac{V_W}{q}$$

M_t : le moment maximale en travée :

Les efforts tranchant

$$V_W = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{ql}{2} ; \quad V_e = V_W + ql$$

V_W : L'effort tranchant sur l'appui gauche

V_e : L'effort tranchant sur l'appui droit

- **Type 03 :**

Calcule al'ELU

Les données de calcul à l'ELU sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableaux III.15. Les données de calcul à l'ELU

Travée	1-2		2-3	3-4
q_u (KN/m)	6.98		6.98	6.98
L(m)	4.7		3.6	3.6
L' (m)	4.7		2.88	3.6
Appuis	1	2	3	4
q_u (KN/m)	6.98	6.98	6.98	6.98
l'_w (m)	0	4.7	2.88	3.6
l'_e (m)	4.7	2.88	3.6	0

- **Le moment en appuis**

$$M_a^1 = M_a^4 = 0$$

$$M_a^2 = -\frac{6.98 \times 4.7^3 + 6.98 \times 2.88^3}{8.5(4.7 + 2.88)} = -13.84KN.m$$

$$M_a^3 = -\frac{6.98 \times 2.88^3 + 6.98 \times 3.6^3}{8.5(2.88 + 3.6)} = -8.94KN.m$$

- **Effort tranchant en travées**

$$V_W^{1-2} = \frac{0+13.84}{4.7} - \frac{6.98 \times 4.7}{2} = -13.46 KN$$

$$V_e^{1-2} = -13.45 + 6.98 \times 4.7 = 19.35KN$$

$$V_W^{2-3} = \frac{-13.84+8.94}{3.6} - \frac{6.98 \times 3.6}{2} = -13.93 KN$$

$$V_e^{2-3} = -13.93 + 6.98 \times 3.6 = 11.20 KN$$

$$V_W^{3-4} = \frac{-8.94+0}{3.6} - \frac{6.98 \times 3.6}{2} = -15.04 \text{ KN}$$

$$V_e^{3-4} = -15.04 + 6.98 \times 3.6 = 10.08 \text{ KN}$$

- **Moment en travée**

$$x_0^{1-2} = + \frac{13.46}{6.98} = 1.93 \Rightarrow M_t^{1-2} = 0 - (-13.46 \times 1.93) - \frac{6.98 \times 1.93^2}{2} = 12.98 \text{ KN.m}$$

$$x_0^{2-3} = + \frac{13.93}{6.98} = 1.99 \Rightarrow M_t^{1-2} = -13.84 - (-13.93 \times 1.99) - \frac{6.98 \times 1.99^2}{2} = 0.06 \text{ KN.m}$$

$$x_0^{3-4} = + \frac{15.04}{6.98} = 2.15 \Rightarrow M_t^{1-2} = -8.94 - (-15.04 \times 2.15) - \frac{6.98 \times 2.15^2}{2} = 7.36 \text{ KN.m}$$

Les résultats des sollicitations à L'ELU dans la poutrelle de type1 sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableaux III.16. Les sollicitations à L'ELU.

$M_a(\text{KN.m})$	0	-13.84	-8.94	0
$M_w(\text{KN.m})$	0	-13.84	-8.94	-9.94
$M_e(\text{KN.m})$	-13.84	-8.94	0	
$V_w(\text{KN})$	-13.46	-13.93	-21.50	
$V_e(\text{KN})$	19.35	11.20	3.63	
$x_0(\text{m})$	1.93	1.99	3.08	
$M_t(\text{KN.m})$	12.98	0.06	7.36	

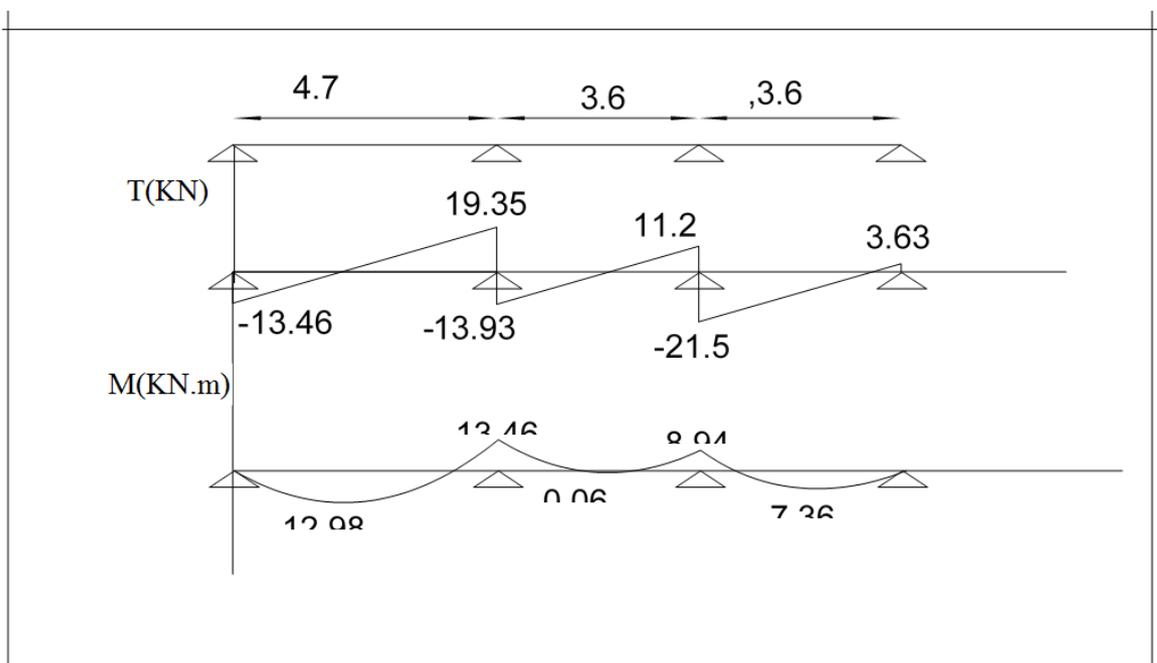


Figure III.8. Diagrammes des efforts tranchants et des moments ELU (TYPE 03)

ELS : Ps = 4.99KN/ml

Tableaux III.17. .Les données de calcul à l'ELS.

Travée	1-2		2-3	3-4
q_s (KN/m)	4.99		4.99	4.99
L(m)	4.7		3.6	3.6
L'(m)	4.7		2.88	3.6
Appuis	1	2	3	4
q_s (KN/m)	4.99	4.99	4.99	4.99
l'_w (m)	0	4.7	2.88	3.6
l'_e (m)	4.7	2.88	3.6	0

- Le moment en appuis

$$M_a^1 = M_a^4 = 0$$

$$M_a^2 = -\frac{4.99 \times 4.7^3 + 4.99 \times 2.88^3}{8.5(4.7 + 2.88)} = -9.89N.m$$

$$M_a^3 = -\frac{4.99 \times 2.88^3 + 4.99 \times 3.6^3}{8.5(2.88 + 3.6)} = -6.4KN.m$$

- Effort tranchant en travées

$$V_W^{1-2} = \frac{0 + 9.89}{4.7} - \frac{4.99 \times 4.7}{2} = -9.62KN$$

$$V_e^{1-2} = 4.99 \times 4.7 = 13.83KN$$

$$V_W^{2-3} = \frac{-9.89 + 6.4}{3.6} - \frac{4.99 \times 3.6}{2} = -9.95KN$$

$$V_e^{2-3} = -9.95 + 4.99 \times 3.6 = 8.01KN$$

$$V_W^{3-4} = \frac{-6.4 + 0}{3.6} - \frac{4.99 \times 3.6}{2} = -9.6 KN$$

$$V_e^{3-4} = -9.6 + 4.99 \times 3.6 = 8.36 KN$$

- Moment en travée

$$x_0^{1-2} = +\frac{9.62}{4.99} = 1.93 \Rightarrow M_t^{1-2} = 0 - (-9.62 \times 1.93) - \frac{4.99 \times 1.93^2}{2} = 9.27KN.m$$

$$x_0^{2-3} = +\frac{9.95}{4.99} = 1.99 \Rightarrow M_t^{1-2} = -8.89 - (-9.95 \times 1.99) - \frac{4.99 \times 1.99^2}{2} = 1.03KN.m$$

$$x_0^{3-4} = +\frac{9.6}{4.99} = 1.92 \Rightarrow M_t^{1-2} = -6.4 - (-9.6 \times 1.92) - \frac{4.34 \times 1.92^2}{2} = 4.03KN.m$$

Les résultats des sollicitations à L'ELU dans la poutrelle de type3 sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableaux III.18. Les données de calcul à l'ELS.

M_a (KN.m)	0	-9.89	-6.4	0
M_w (KN.m)	0	-9.89	-6.4	-6.4
M_e (KN.m)	-9.89	-6.4	0	0
V_w (KN)	-9.62	-9.95	-9.6	-9.6
V_e (KN)	13.83	8.01	8.36	8.36
x_0 (m)	1.93	1.99	1.92	1.92
M_t (KN.m)	9.27	1.03	4.03	4.03

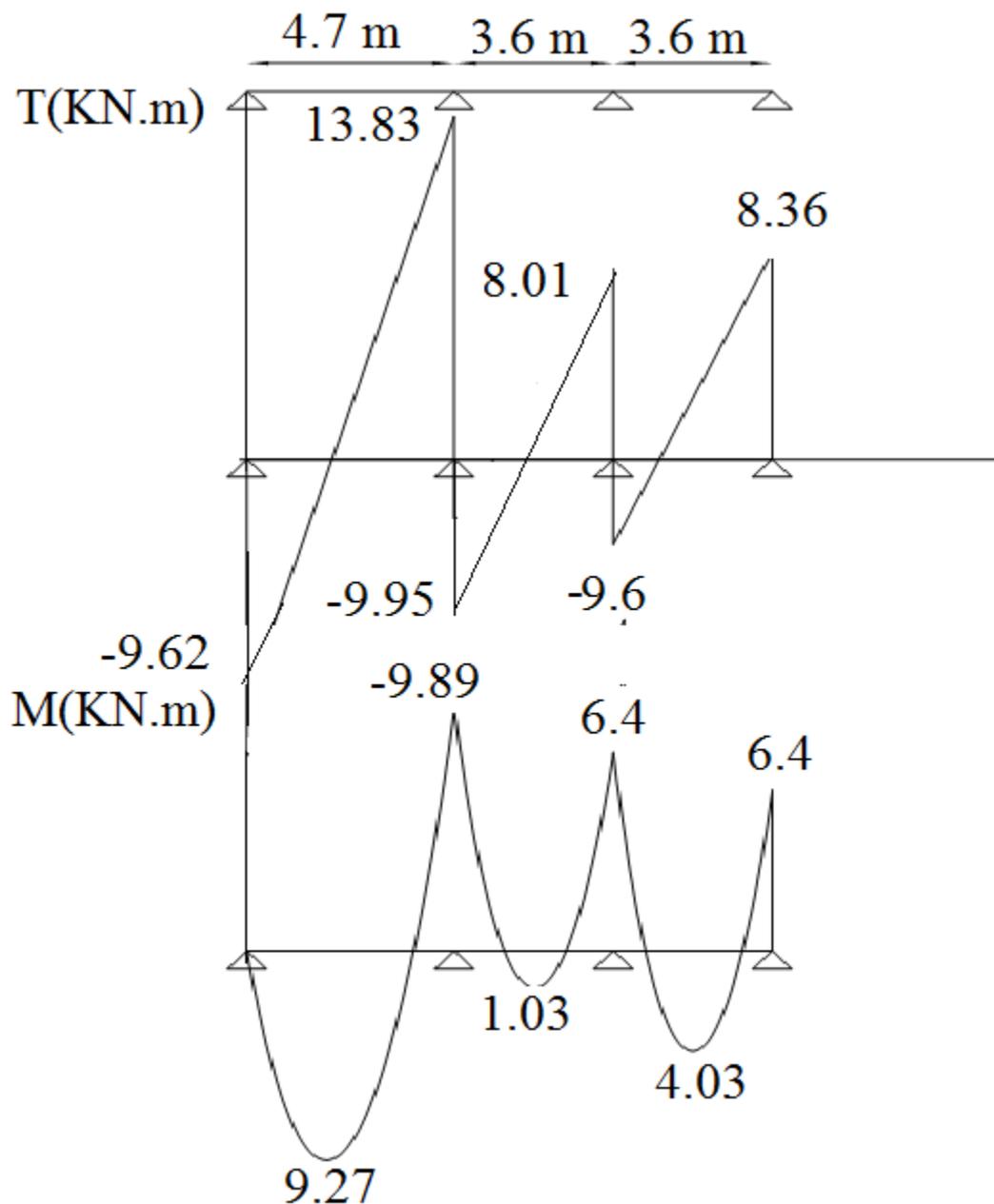


Figure III.9. Diagrammes des efforts tranchants et des moments à ELS (TYPE 03)

• Conclusion

Tableau III.20. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

Type	Plancher	M _{a max} (KN.m)		M _{t max} (KN.m)		V _{max} (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	4.87	3.52	5.16	3.73	11.15	8.05
2		5.84	4.22	6.14	4.23	12.44	8.98
3	RDC	13.84	9.89	12.98	9.27	21.5	13.83

III.3.5. Ferrailages des poutrelles

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée.

La poutrelle la plus sollicitée est : la poutrelle dans le type 5 .

• Ferrailage à l'ELU

Le calcul des sections en T dépend de la position de l'axe neutre $\alpha_0 = \frac{h_0}{d}$ qui dépend aussi du

Moment équilibrée par la table de compression $M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc}$

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

Travée: $M_t = 12.98KN.m$

La position de l'axe neutre α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} \Rightarrow \alpha_0 = \frac{4}{18} = 0.222$$

-Le moment réduit μ_0 :

$$0 \leq \alpha_0 \leq 0.166 \Rightarrow \mu_0 = \frac{5\alpha_0^2(4-12\alpha_0+3\alpha_0^2)}{4(1-\alpha_0)^2}$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07$$

$$\alpha_0 \geq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 0.8\alpha_0(1-0.04\alpha_0)$$

Dans notre cas on a : $0.167 \leq \alpha_0 = 0.222 \leq 0.259$

$$\Rightarrow \mu_0 = 1.14 \times 0.222 - 0.57 \times 0.222^2 - 0.07$$

$$\Rightarrow \mu_0 = 0.211$$

-Le moment repris par la table de compression M_t :

$$M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc} \Rightarrow M_t = 0.211 \times 0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3 = 63.04KN.m$$

$$M_t = 63.04KN.m \geq M_U = 11.15KN.m$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression. Le calcul se fait comme une section rectangulaire (b*h) :

• **Armatures longitudinales**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_b = \frac{12.98 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_b = 0.043$$

$\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ La section est simplement armée (introduire des armatures tendus).ou $A'_S = 0$

$$A_t = 0.8 \times \alpha_U \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

avec :

$$\alpha_U = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha_U = 0.055$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{su} = 347.82 \text{MPA}$$

$$\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{14.2}{347.82} = 0.041$$

Donc :

$$A_t = 0.8 \times 0.055 \times 65 \times 18 \times 0.041 = 2.11 \text{cm}^2$$

Appuis : $M_a = 13.84 \text{KN.m}$

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{cm}^2$.

• **Armatures longitudinales :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_b = \frac{13.84 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_b = 0.046$$

$\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ La section est simplement armée (introduire des armatures tendus).ou

$$A'_S = 0$$

$$A_S = 0.8 \times \alpha_U \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \text{ avec :}$$

$$\alpha_U = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha_U = 0.058$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_{su} = 347.82 \text{MPA}$$

$$\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{14.2}{347.82} = 0.041$$

Donc :

$$A_a = 0.8 \times 0.058 \times 65 \times 18 \times 0.041 = 2.23 \text{cm}^2$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableaux .III.21. Récapitulé les résultats de ferrailage.

	$M_U(\text{KN.m})$	μ_b	$A_S(\text{cm}^2)$	As adapté	choix
Travée	12.98	0.043	2.11	3.36	3HA12
Appuis	13.84	0.046	2.23	2.26	2HA12

• **Vérification à L'ELS**

Les planchers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la Fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

- 1) Etat limite de compression du béton.
- 2) Etat limite de déformation (la flèche).

a)- Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

-La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

-La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_s$

Travée : $M_{Tser} = 9.27 \text{ KN.m}$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_S + d' \times A'_S)}{7.5(A_S + A'_S)}} \right]$$

$$y = \frac{15 \times 3.39}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3.36}{7.5(3.36)}} \right]$$

$y = 9.80 \text{ cm}$

▪ **Le moment d'inertie I :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_S(d - y)^2 + A'_S(y - d')^2]$$

$$I = \frac{65 \times 9.80^3}{3} + 15(3.39(18 - 9.8)^2)$$

$I = 23811.6 \text{ cm}^4$

-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{9.27 \times 10^6}{23811.6 \times 10^4} \times 98.0 = 3.82 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{9.27 \times 10^6}{23811.6 \times 10^4} (180 - 98.0) = 47.88 \text{ MPA} \leq 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Appuis : $M_{aser} = 9.89 \text{ KN.m}$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_S + d' \times A'_S)}{7.5(A_S + A'_S)}} \right]$$

$$y = \frac{15 \times 2.26}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 2.26}{7.5(2.26)}} \right]$$

$y = 6.53 \text{ cm}$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_S(d - y)^2 + A_S'(y - d')^2]$$

$$I = \frac{65 \times 6.53^3}{3} + 15(2.26(18 - 6.53)^2)$$

$$I = 10492.9 \text{ m}^4$$

-La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{9.89 \times 10^6}{10492.9 \times 10^4} \times 65.3 = 6.15 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{9.89 \times 10^6}{10492.9 \times 10^4} (180 - 65.3) = 162.16 \text{ MPA} \leq 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableaux III.22. Vérifications des contraintes.

	$M_{ser} \text{ KN.m}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$A_S \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	observation
Travée	9.27	23811.6	9.8	3.36	3.82	47.88	cv
Appuis	9.89	10492.9	6.53	2.26	6.15	162.16	cv

III.3.6. Vérification de la flèche

Donc il est indispensable de calculer la flèche et vérifier celle-ci avec la flèche admissible :

$$D_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

Avec : f_{gv} : Flèche différée due aux charge permanents

f_{ji} : Flèche instantanée due a l'ensemble de charges permanentes et d'exploitation

f_{pi} : Fleche instantané due aux charges permanentes

f_{gi} : Flèche instantané due aux charges permanentes présentes sur moment de la pose cloisons.

• Evaluation des moments

$$q_{jser} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser}}{8} \times l^2 = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.16 = 3.35 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser}}{8} \times l^2 = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 0.65(G+Q) = 0.65(5.16+2.5) = 4.80 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser}}{8} \times l^2 = 9.94 \text{ KN.m}$$

Pour une section T le béton tendue étant néglige (cotenervure) on peut considère une section (b × h)

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}}; f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}}$$

Avec :

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

M_{gser} : Moment dû aux charges permanentes.

M_{pser} : Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation

1)- le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \Rightarrow I_0 = 46558.933 \text{ cm}^4$$

2)- calcule ρ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3.36}{12 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.015$$

3)- calculer des coefficients de déformation $\lambda_i ; \lambda_v$:

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.74$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} \Rightarrow \lambda_v = 1.096$$

4)- la contrainte σ_s :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 57.41 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 105.67 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 136.6 \text{ MPA}$$

Inerties fictive : ($\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.243 \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 27357.02 \text{ cm}^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.48 \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 18953.6 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.575 \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 16875.7 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 3,22 \cdot 10^4 \text{ MPa} ; \quad E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.23. Vérification de la flèche.

$f_{gv}(cm)$	$f_{ji}(cm)$	$f_{pi}(cm)$	f_{gj}	Δf	\bar{f}	observations
0.19	0.094	0.32	0.28	0.136	0.94	vérifier

• Conclusion

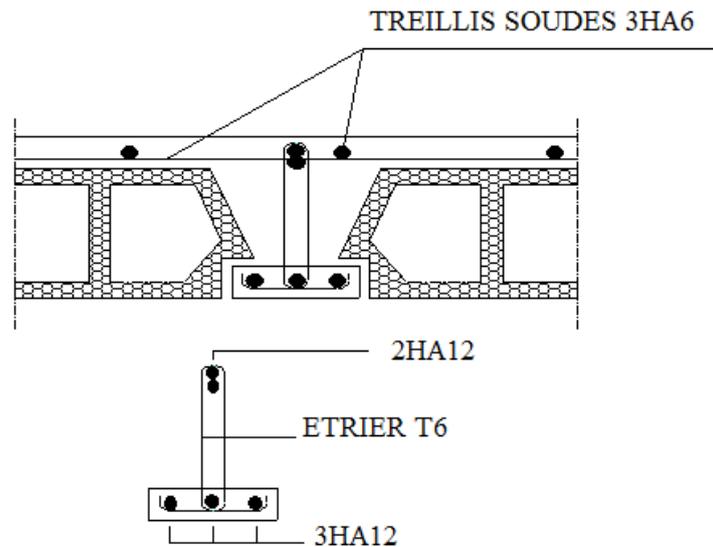


Figure.III.10.Schéma de ferrailage de plancher.

III.4.Etude de la dalle machine

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

Elle est composée de :

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

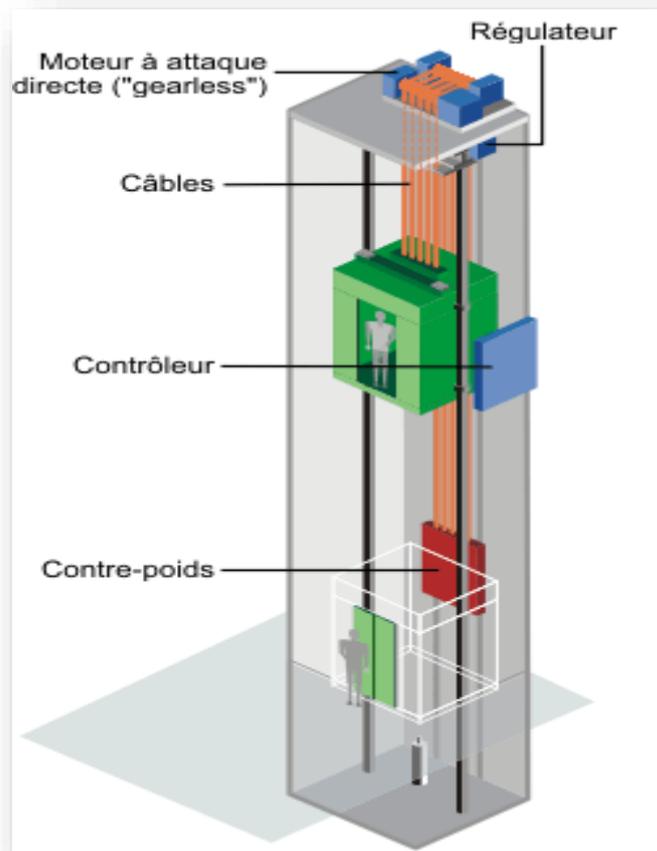


Figure III.11. Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.4.1. Etude de la dalle de la salle machine

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de 3.47m^2 ($1.65*1,20$), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé au moyenne de 9 personnes est 100KN.t (par chaque cabine).

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

III.4.1.1. Pré dimensionnement de la dalle

La dalle est une dalle pleine,

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm avec :}$$

h_t : Doit être au moins égale a 12cm (RPA99/V2003).

Donc $h_t=20\text{cm}$.

a) Résistance à la flexion

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{165}{50} \leq e \leq \frac{165}{40} \Rightarrow 3.30 \text{ cm} \leq e \leq 4.13\text{cm}$$

b) Condition de l’E.N.A

L’entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l’épaisseur de la dalle machine doit être ≥ 25 cm.

Donc on opte pour une dalle machine d’épaisseur $e = 20$ cm.

III.4.1.2.Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes

le poids de la machine = 100 KN

le poids de la dalle + Revêtement = $0.20 \times 25 + 0.02 \times 20 = 5.4$ KN/ml

b) Surcharges permanentes

On prend comme charge d’exploitation sur la dalle machine: $Q = 1.5$ KN/m²

b) Combinaison de charge

Tableau III.24. Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (KN/m ²)	Charge ponctuelle (KN)
ELU	09.54	135
ELS	6.9	100

III.4.1.3.Calcul des sollicitations

a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{2.14} = 0.7 \Rightarrow 0.7 \leq \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

- **Calcule al’ELU**

$$\mu_{x,u} = 0.0584 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0584 \times 9.54 \times 1.65^2 = 1.52\text{KN. m}$$

$$\mu_{y,u} = 0.5608 \Rightarrow M_{y,1} = 0.5608 \times 1.52 = 0.85 \text{ KN. m}$$

- **Calcule al'ELS**

$$\mu_{x,ser} = 0.0650 \Rightarrow \mathbf{M}_{x,1} = 0.0650 \times 6.94 \times 1.65^2 = 1.23 \text{KN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.6841 \Rightarrow \mathbf{M}_{y,1} = 0.6841 \times 1.23 = 0.84 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

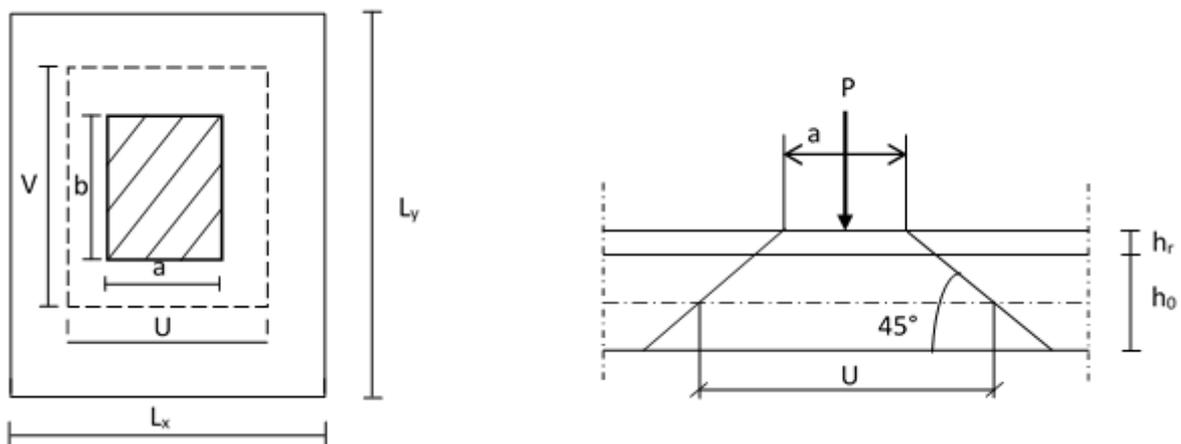


Fig. III.12.Répartition de la charge localisée sur la dalle

Avec:

h_0 : Épaisseur de la dalle (20cm)

e : épaisseur du revêtement (2cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$\mathbf{M}_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$\mathbf{M}_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Et :

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.24}{1.65} = 0.75$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.24}{2.10} = 0.6$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.5$ et par itération on trouve : **(CALCUL DES OUVRAGES**

EN BETON ARME M BELAZOUGUI) :

$$M_1 = 0.086$$

$$M_2 = 0.0235$$

Calcule al'ELU

$$M_{x,2} = P(M_1 + vM_2) = 135 \times 0.086 = 11.61 \text{KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + vM_1) = 135 \times 0.0235 = 3.17 \text{ KN.m}$$

Calcule à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + vM_2) = 100 \times (0.086 + 0.2 \times 0.0235) = 9.07 \text{KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + vM_1) = 100 \times (0.0235 + 0.2 \times 0.086) = 4.07 \text{KN.m}$$

c) Superposition des moments

Calcule A l'ELU :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 13.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.02 \text{KN.m}$$

Calcule A l'ELS

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 10.3 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.91 \text{ KN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

Dans le sens de la petite portée

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.5M_x$$

Dans le sens de la grande portée

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = - 0.5M_x$$

Tableau III.25. Récapitulatif des moments de la dalle machine

	petite portée			grande portée		
	M_x (KN. m)	M_{tx} (KN. m)	M_{ax} (KN. m)	M_y (KN. m)	M_{ty} (KN. m)	M_{ay} (KN. m)
ELU	13.14	11.17	-6.75	4.02	3.42	-2.01
ELS	10.30	8.76	-5.15	4.91	4.17	-2.46

III.4.1.4. Etude de la dalle

a) Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 1.00 \text{ m}$; $h = 0.20 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$.

Moments ultime réduit

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

Section d'armature

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{ed}}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_U})$$

Condition de non fragilité

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \left(\frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \right)$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.

Position		M_u	μ_U	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	A_{min}	Choix	$A_{s\text{adopté}}$
Sens XX	Travée	11.17	0.024	0.030	17.78	1.80	1.77	5T10	3.93
	Appuis	-6.75	0.014	0.017	17.88	1.08	1.77	5T10	3.93
Sens YY	Travée	3.42	0.007	0.008	17.94	0.54	1.77	5T10	3.93
	Appuis	-2.01	0.004	0.005	17.96	0.32	1.77	5T10	3.93

A) Vérification à l'ELU

Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{135}{2 \times 1.24 + 1.24} = 36.29 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{135}{3 \times 1.24} = 36.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36.29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(124 + 124) = 4.96 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.96 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 744 \text{ KN}$$

$$q_u = 135 \text{ KN} < 744 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'écartement minimal des barres

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

- Direction la plus sollicitée : $St \leq \text{min} (2h; 25\text{cm})$
- Direction perpendiculaire : $St \leq \text{min} (3h; 33\text{cm})$
- Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \text{min} (2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \text{min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(36.29 + \frac{2.352}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10 = 1.46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contraint de compression

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 39.26 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 108 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec :}$$

Position de l'axe neutre y

$$Y = \eta \times \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s + d \times A'_s}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec : $\eta = 15$ } c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.
 $A'_s = 0$ }

Calcul de Moment d'inertie I

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + \eta (A_s (d - y)^2)$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.

Position		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Sens X-X	Travée	8.76	3.8	10304.24	3.23	15	C.V
	Appuis	-5.15	3.8	10304.24	1.87	15	C.V
Sens Y-Y	Travée	4.17	3.8	10304.24	1.54	15	C.V
	Appuis	-2.46	3.8	10304.24	0.91	15	C.V

C) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(Art B.6.5.1 BAEL91/99)

Avec :

Tableaux .III.28. les caractéristiques de la machine

h_t	B	D	L	A_s	M_{SER}	f_e
20cm	100cm	18cm	1.65 cm	3.93cm ²	8.76	400MPA

Donc :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.12 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.12 > 0.085) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0019 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

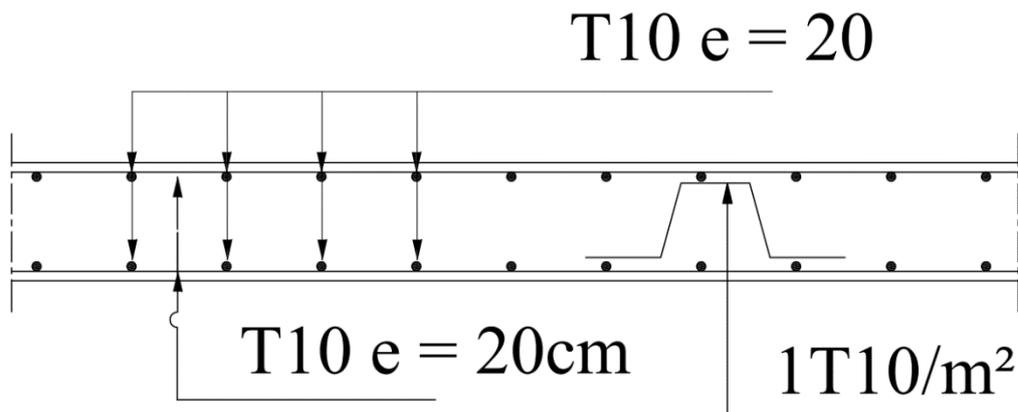


Figure III.13.Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.

III.5.Les escaliers

III.5.1.Evaluation des charges

Les escaliers sont sollicités par les actions suivantes :

- Action permanente (G).
- Action variable(Q).

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.29. La descente des charges de l’escalier type 1

Charges permanents		Charges d’exploitations
Palier	5.13KN/m ²	2.5KN/m ²
Paillasse	6.92KN/m ²	

III.5.1.1.Combainisons des actions

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.30. Combinaison des charges de l’escalier type 1

Eléments	ELU	ELS
	$P_u=1.35G+1.5Q(KN/m)$	$P_{ser}=G+Q(KN/m)$
Palier	10.68	7.63
Paillasse	13.09	9.42

- Diagrammes des sollicitations

à L’ELU :

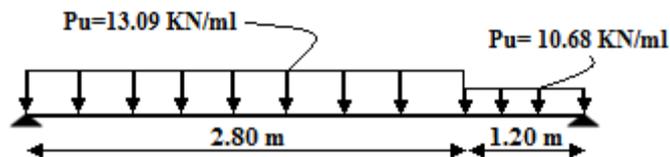


Figure III.14. Schéma statique de l’escalier type 1 à ELU

Calcul des réactions :

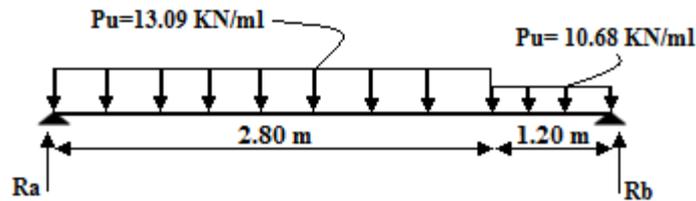


Figure III.15. Schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELU

Après les équations d'équilibre:

$$\begin{cases} \sum F/y = 0 \\ \sum M_f = 0 \end{cases}$$

On trouver: $\begin{cases} R_a = 25.75 \text{ KN} \\ R_b = 23.73 \text{ KN} \end{cases}$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau.III.31. Récapitulation des moments et efforts tranchants a ELU (escalier type1)

Intervalles (m)		Les efforts tranchants (KN)	Les moments fléchissant (KN.m)
$0 \geq X \geq 1.20$	X=0	-23.73	0
	X=1.20	-10.90	20.7
$0 \geq X \geq 2.80$	X=0	25.75	0
	X=2.80	-10.90	20.75

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \text{ Alors : } T=0 \implies X= 1.96m \implies M_f= 25.30KN.m$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{fmax}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{fmax}$

AN:

On a $M_{max} = 25.30KN.m$

$$\implies \begin{cases} M_a = -7.59KN.m \\ M_t = 21.50 KN.m \end{cases}$$

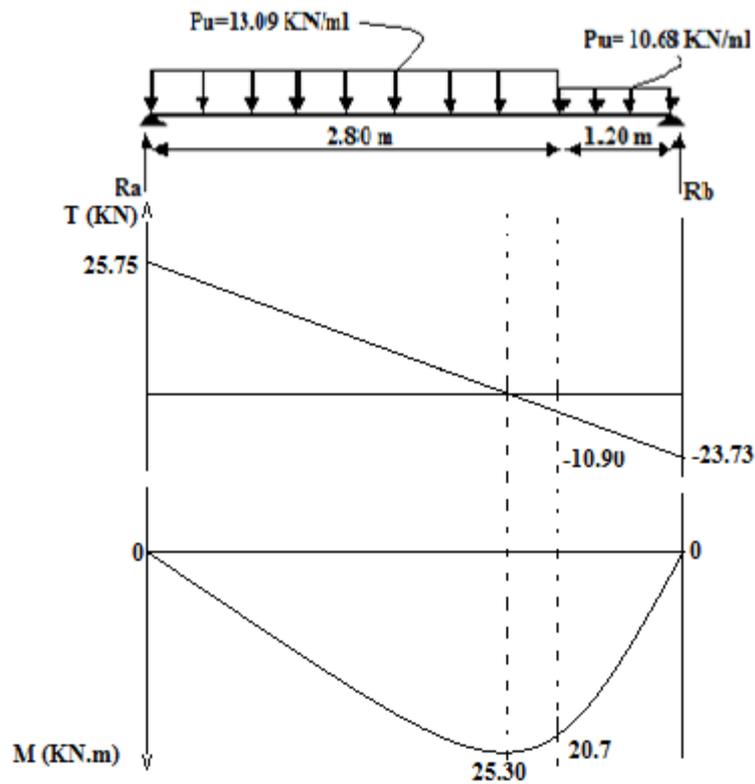


Figure III.16. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU pour l'escalier

à L'ELS

▪ Schéma statique

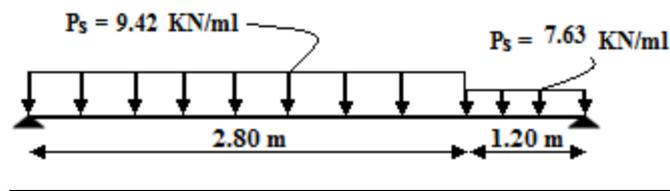


Figure III.17: schéma statique de l'escalier type 1 à ELS

▪ Calcul des réactions

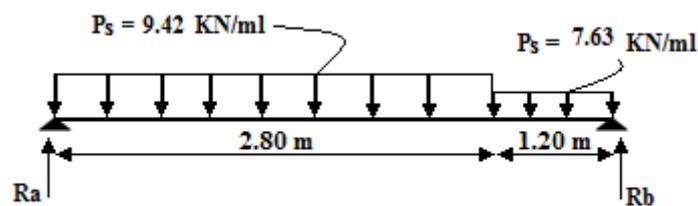


Figure III.18. Schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELS

Après les équations d'équilibre

$$\begin{cases} \sum F/y = 0 \\ \sum M_f = 0 \end{cases}$$

On trouver: $\begin{cases} R_A = 18.52\text{KN} \\ R_B = 17.02\text{KN} \end{cases}$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.32. Récapitulation des moments et efforts tranchants a ELS (escalier type1)

Intervalles (m)		Les efforts tranchants (KN)	Les moments fléchissent (KN.m)
$0 \geq X \geq 1.20$	X=0	-17.02	0
	X=1.20	-7.864	14.93
$0 \geq X \geq 2.80$	X=0	18.52	0
	X=2.80	-7.86	14.93

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \quad \text{Alors : } T=0 \quad \Rightarrow \quad X = 1.96\text{m} \quad \Rightarrow M_f = 18.20 \text{ KN.m}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{fmax}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{fmax}$

AN:

On a $M_{max} = 18.20 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -5.46 \text{ KN.m} \\ M_t = 15.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

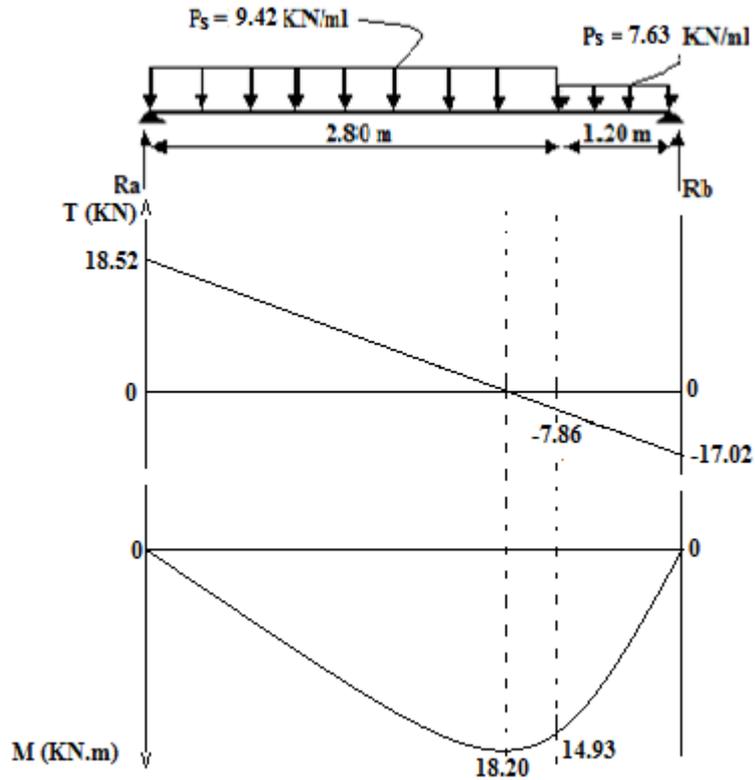


Figure III.19. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELS pour l'escalier

III.5.2. Ferrailage

III.5.2.1. Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

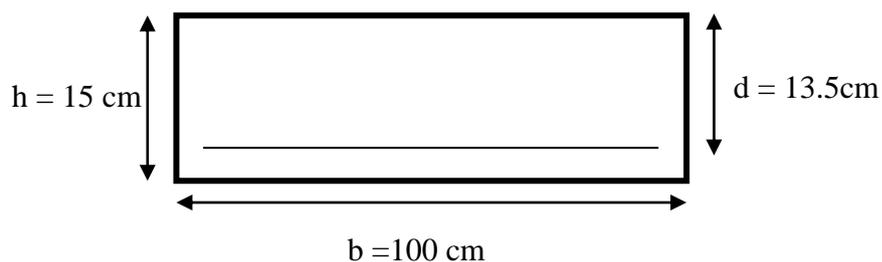


Figure III.20. La section du calcul de l'escalier

Tableau III.33. Les données a utilisé.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

A. Calcul des armatures

• **En travée**

1) Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.51 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.083 \quad \rightarrow \mu_{bu} = 0.083$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_u = 0.392 \quad \rightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_{bu} = 0.083 < 0.392 \quad \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.108$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{21.51 * 10^6}{0.96 * 135 * 348} = 482 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.82 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15 cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

• **Aux appuis**

1) Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.59 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.17} = 0.029 \quad \rightarrow \mu_{bu} = 0.029$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < \mu_u = 0.392 \quad \rightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < 0.392 \quad \rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0725$$

Donc : $\beta = 0.97$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{7.59 \cdot 10^6}{0.97 \cdot 180 \cdot 348} = 164.9 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

Vérification

1. Condition de non fragilité

$$\left[\begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right. \quad A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot (13.5) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2. Vérification des espacements des barres

Armature principale

$$S_p = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

Armature transversal

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

Influence sur le béton

On doit avoir que :

$$V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad (\text{Art A.5.1.3.21.BAEL91 /99})$$

$$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = 12.15 \text{ cm} \text{ (longueur de l'appui).}$$

$$V_{u \max} = 23.73 \text{ KN.}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = 810 \text{ KN.}$$

$$V_u = 23.73 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right]$$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

$V_u = 23.73 \text{ KN}$

$M_{uA} = 21.51 \text{ KN.m}$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[23.73 + \frac{27.92}{0.9 \times 0.135} \right] = 6.09 \text{ cm}^2$

$A_s = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

4. Vérification de l'adhérence d'appui :

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$V_u^{\max} = 23.73 \text{ KN}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{23.73 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 226.08} = 0.863 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.863 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.5.2.2. Vérifications à ELS

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Vérification des contraintes maximales dans le béton

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l’escalier.

Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ _t	σ _{bc} (MPa)	Observation
travée	15.47	6.79	4,32	11270,52	0,1372607	188,94	5,93	C.V
Appui	5.46	6.79	4,32	11270,52	0,048445	66,68	2,09	C.V

• **Conclusion**

La section et le nombre d’armature choisie sont acceptables

Tableau III.35. Les armatures de l’escalier obtenu.

	A _s (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{répartition} (cm ²)	Choix
Appuis	1.64	6.79	1.63	6T12	3.93	5T10
Travée	4.82	6.79	1.63	6T12	3.93	5T10

III.5.2.3. Vérification de la flèche

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.037 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.037 < 0.079) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00503 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 535 \text{ cm} ; A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 30.28 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 40.37 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Alors deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

- Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v u}$$

- Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

- Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

- Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.36. Vérification de la flèche de l'escalier type 1

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
31791	0,005	3,5	1,4	0,4	14570,875	22416,7308	0,62134525	0,83682899

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.83 - 0.62 = 0.215$$

$$\Delta F = 0.215 < \bar{f} = 0.80 \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage de l'escalier :

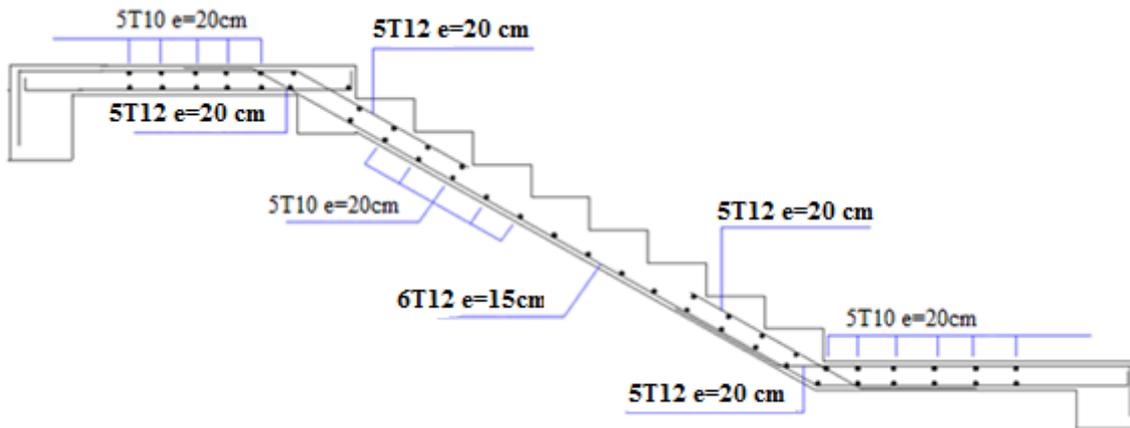


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.6. Etude de la poutre palière

a) Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$.

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

- Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003

- $h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$

b) Charge sollicitant la poutre

- Poids propre de la poutre: $G_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur situé sur la poutre : $G_{mur} = 2.40 \times \frac{2.66}{2} = 3.19 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier sur la poutre à l'ELU : $R_a = 25.75 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier sur la poutre à l'ELS : $R_{a,ser} = 18.52 \text{ N/ml}$.

c) Combinaison d'action :

$$q_u = 1.35(G_{pp} + G_{mur}) + R_a = 32.09\text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{a,ser} = 23.21 \text{ KN/ml}$$

c) Calcule des moments et des efforts tranchant

Calcul des sollicitations

À l'ELU

Moment isostatique

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 32.09 \frac{(3.1)^2}{8} = 38.55\text{KNm}$$

Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{32.09 \times 3.10}{2} = 49.73\text{KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis: $M_a = - 0.3 M_0 = -11.66\text{KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = M_t=32.77\text{KN.m}$

À l'ELS

Moment isostatique

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 23.21 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 27.88\text{KN.m}$$

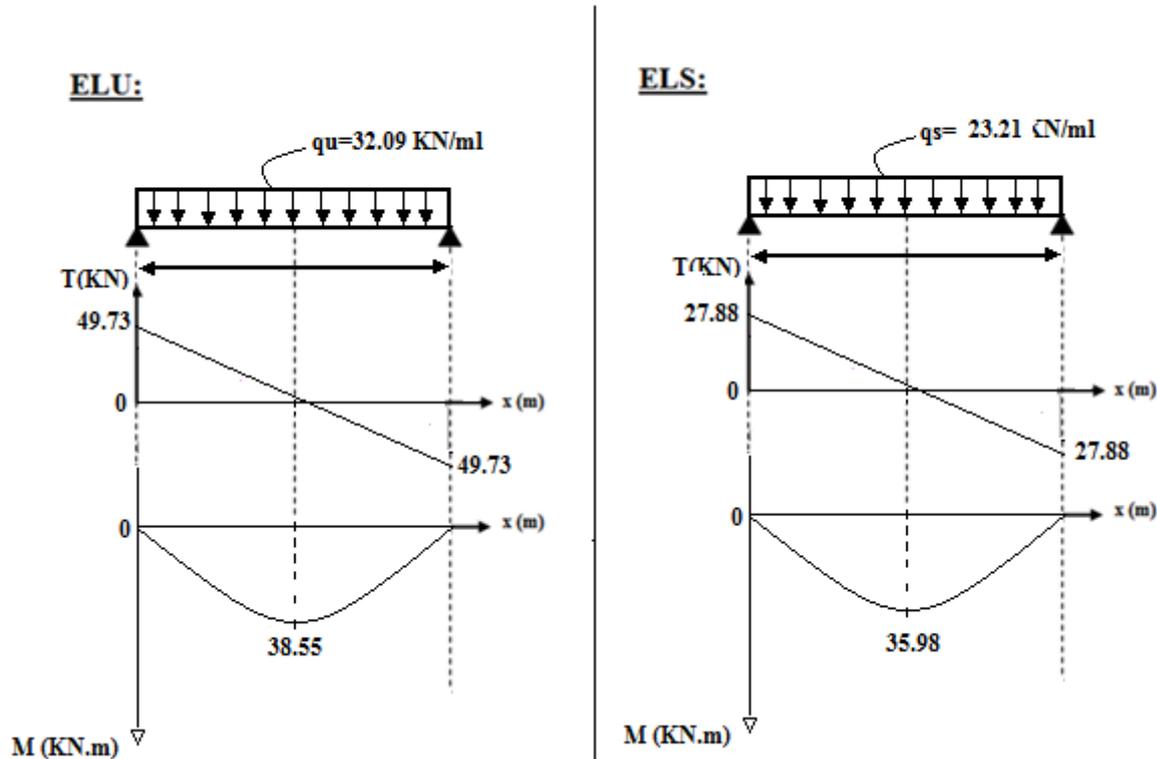
Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{23.21 \times 3.1}{2} = 35.98\text{KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement:

Sur appuis: $M_a = - 0.3 M_0 = -8.36\text{KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 23.7 \text{ KN.m}$



e) Calcul du ferrailage longitudinale à l'ELU

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 27 \text{ cm}$

Tableau III.37. Récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	M_u	μ_u	$\mu_l=0.392$	β_u	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s\text{adopté}$
Travée	32.77	0,1266	$\mu_u < \mu_l$	0.95	3.56	1.30	3T14	4.62
Appui	11.66	0,045	$\mu_u < \mu_l$	0.98	1.25	1.30	3T14	4.62

f) Vérification à l'ELU

Tableau III.38. Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	OBS	$\Sigma U_i(\text{mm})$	$\tau_{su}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{su}(\text{MPa})$	OBS
Travée	0	0	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	131.88	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	49.73	0.5	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	131.88	0.5	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

g) Armature de répartition

En flexion simple en utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9d\sigma_s} \text{ (Art 5. 1. 2. 3)BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5. 1. 2. 2)BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{4}; 14 \times 1.4 \right\} = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{30 \times 10 \times (1.18 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

h) Vérification à l'ELS :

Tableau III.41. Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	32,77	5,46	37578,94	3,45	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	11,66	5,46	37578,94	1,22	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).²

III.7. Vérification de La flèche :(Art B.6.5, 1) BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.096 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.096 > 0.085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0017 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 5.10 \text{ m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 37.38 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 112.14 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palière :

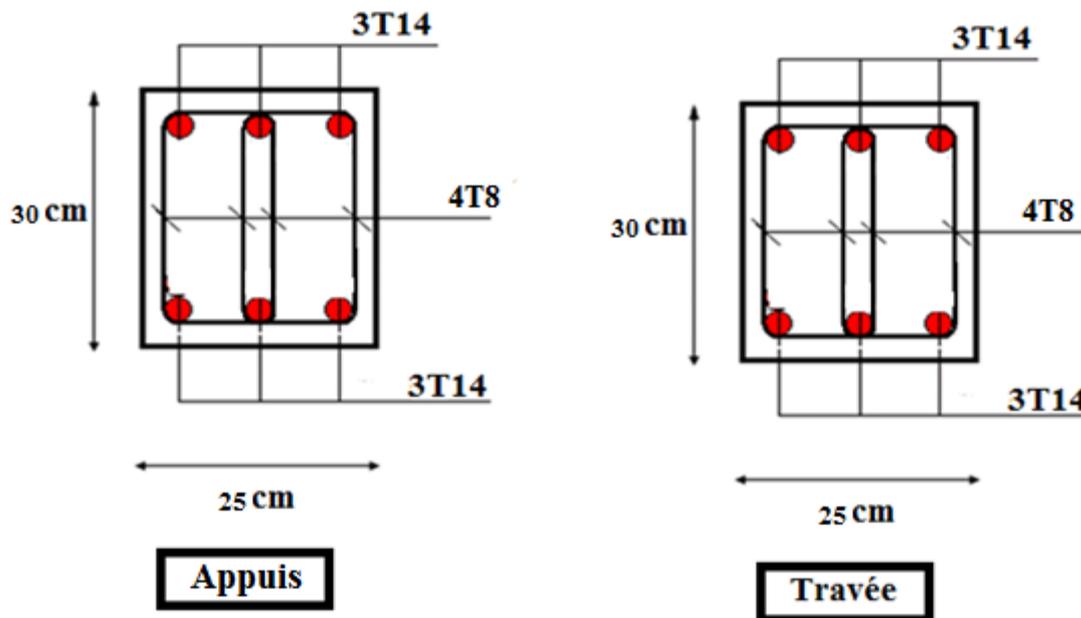


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

NB : Pour les autres escaliers (en fait escalier métallique)

IV. Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1. Critères de classification par RPA 99/2003

IV.1.1. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- **Zone 0** : sismicité négligeable.
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zone IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **Zone III** : sismicité élevée.

IV.1.2. Classification de l'ouvrage

Pour notre cas, et d'après la carte de zovрге seismic de RPA :

Bouira se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa.

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment , il sera classé en 'Groupe 02'. Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.

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

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées car la structure est irrégulière en plan. Cette méthode n'est pas applicable selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003 (Zone IIa et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m), donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.2.2.Méthodes Dynamiques

a) La méthode d'analyse modale spectrale

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

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

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

- **Conclusion**

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale. La méthode dynamique par accélérogramme ne sera pas considéré due à sa complexité'.

IV.3.Présentation du programme ETABS

ETABS 9.7.1 : est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ; Ainsi qu'il prend en considération l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.3.1. Modélisation

Le logiciel d'ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres).

Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

IV.3 .1.2. Détermination des fréquences et modes propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

IV.3 .1.3. Modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

IV.31.4. Modélisation de la rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame " (Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud).
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds.

IV.3.1.5. Modélisation de la masse

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux, les poutres et les voiles est prise égale à celle du béton armé à savoir 25kN/m^3 .

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement.

IV.4. Analyse de la structure

IV.4.1. Analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

IV.4.1.1. Analyse modale spectrale

Principe

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

IV.4.1.2. Modélisation

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment, celui-ci est alors représenté par un modèle plan encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

Pour les structures irrégulières en plan sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (02 translations horizontales et 01 rotation d'axe vertical).

IV.4.1.3 Spectre de réponse de calcul

Un spectre de réponse (ou spectre d'oscillateurs) est un diagramme donnant le maximum de réponse d'un oscillateur linéaire (système masse- ressort- amortisseur) en déplacements, vitesses ou accélérations, lorsqu'il est soumis à un séisme donné en fonction de sa fréquence propre ou de sa période propre. Ce mode de présentation du mouvement est plus " parlant " pour l'ingénieur pour les calculs courants qu'un accélérogramme, car il permet de lire directement la réponse d'une structure simple et met en évidence les zones de fréquences les plus défavorables.

Le règlement (RPA) recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

L'ouvrage est du « groupe d'usage 2 » (bâtiment d'habitation).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Bouira (zone IIa).

Donc : A = 0,15 (tableau (4.1) RPA 99 ver 2003).Page 38

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \text{ (formule (4.3) page 26 RPA 99 ver 2003).}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense ; $\xi=8,5\%$ (tableau 4.2.RPA 99 ver 2003).Page 38 $\Rightarrow \eta = 0,82$.

R : Coefficient de comportement de la structure.

R= 3.5 portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide (RPA99 ver 2003).

(Cas n° : A2 tableau 4.3.Page 41).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site3: T₁=0,15s et T₂ = 0,50s (tableau (4.7) .RPA 99 ver 2003). Page 49

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum Pq = 1,25 \text{ (Tableau (4.4) page 30 RPA99 ver 2003).}$$

On obtient le spectre de réponse suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observé
2. Redondance en plan	N/Observé	0.05
3. Régularité en plan	N/observé	0.05
4. Régularité en élévation	observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Nobservé	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10

Nombre de modes à considérer

- **1^{ère} condition**

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

- **2^{ème} condition**

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N}$$

$$T_K \leq 0.20 \text{ sec.}$$

Où : N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

$$N = 8 \rightarrow K \geq 8.$$

Donc : la 2^{ème} condition nécessite a retenir les 8 premiers modes.

$$T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

$$T_8 = 0,124 \text{ sec} < 0.20 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

IV.4.1.4. Mode de vibration et participation massique

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2. Périodes et facteurs de participation massique

Mode	Periods	Facteur de participation massique.					
		U _x (%)	U _y (%)	R _z	SumU _x (%)	SumU _y (%)	SumR _z (%)
1	0,510686	69,6696	0,0022	0,2821	69,6696	0,0022	0,2821
2	0,430596	0,0004	70,3072	0,1215	69,67	70,3094	0,4036
3	0,398774	0,2337	0,1652	70,9186	69,9038	70,4746	71,3222
4	0,195025	3,7454	0,005	0,0206	73,6492	70,4795	71,3428
5	0,167183	0,0044	3,3351	0,1461	73,6536	73,8146	71,489
6	0,136043	0,0203	0,3347	2,2233	73,6739	74,1494	73,7123
7	0,109321	13,2337	0,0084	0,3948	86,9076	74,1577	74,1071
8	0,093948	3,5778	2,1142	1,0131	90,4853	76,2719	75,1202
9	0,092796	0,4711	13,5995	0,1829	90,9565	89,8715	75,3031
10	0,088854	0,0022	1,0086	14,892	90,9587	90,88	90,1951

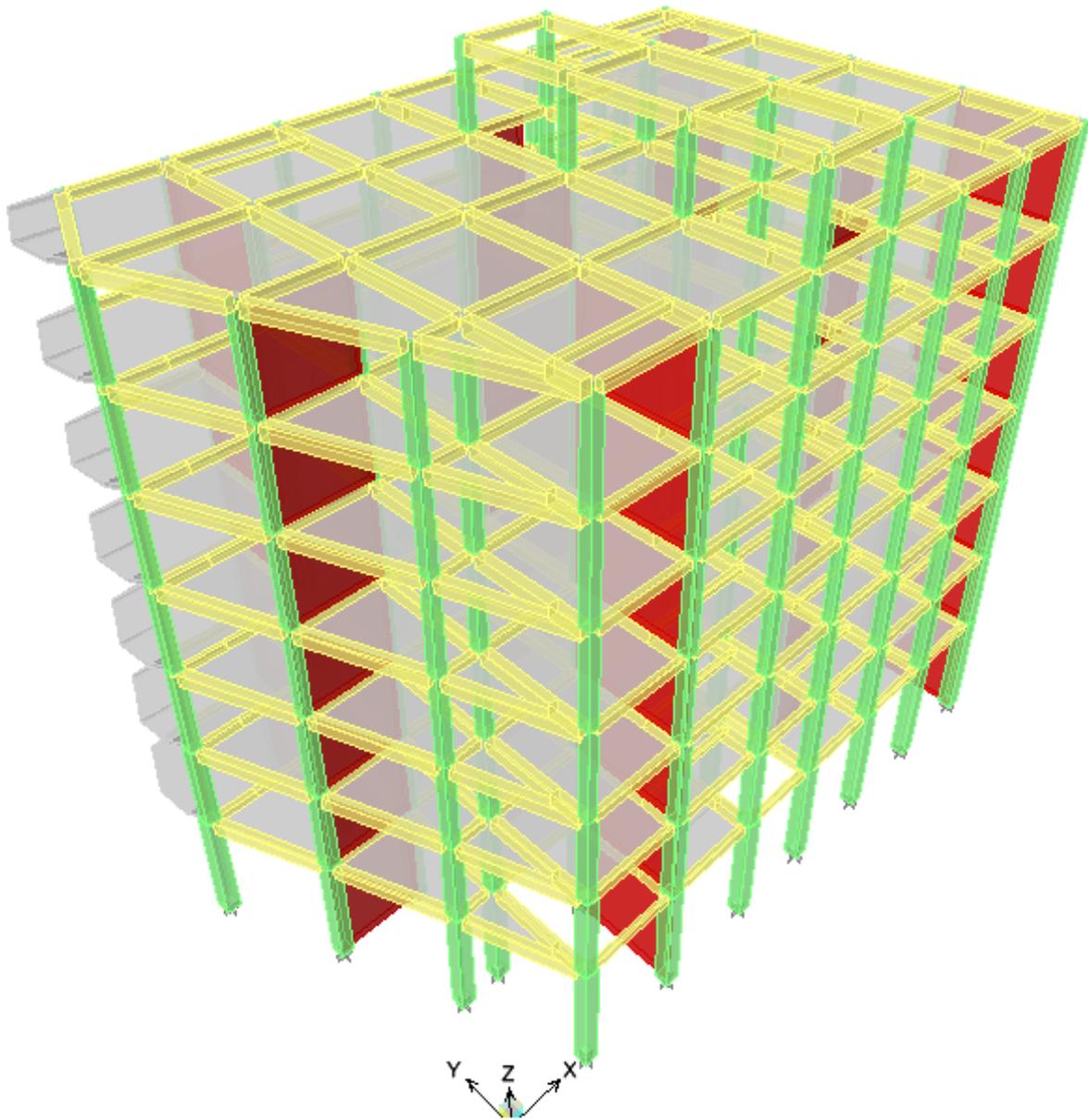


Figure IV.1. Modèle 3D du bâtiment

La période fondamentale de la structure

- **Interprétation**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

- Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
- Le premier mode (**T=0,51sec**) est un mode de translation dans le sens x avec $U_x = 69.66\%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 0,28\%$ ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) faible autour d'un axe.

- Le deuxième mode ($T = 0,4305\text{sec}$) est un mode de translation dans le sens Y avec $U_y = 70.30\%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 0.12\%$ ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) autour d'un axe.
- Le troisième mode ($T = 0,39\text{sec}$) est un mode de translation mais faible dans le sens X avec $U_x = 0,2337\%$, aussi dans le sens y avec $U_y = 0.1652\%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 70.91\%$, ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) autour d'un axe opposé à celui du mode précédent.

• **Estimation de la période fondamentale (T) de la structure selon le RPA99**

Les valeurs de T calculé par logiciel ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques suivantes :

$$T_{RPA} = C_T \times h_N^{3/4} \text{ (Formule (4.6) page 31 RPA 99 ver 2003).}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 24.94\text{m}$.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) page 31 RPA 99 ver 2003.

Donne notre structure le Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé alors :

$$C_T = 0,05.$$

Application numérique :

$$T_{RPA} = 0,05 \times 24.94^{3/4} = 0.56\text{s}.$$

$$T_{ETABS} = 0.51\text{s}.$$

Vérification:

$$T_{ETABS} < 1,3 T_{RPA}$$

$$T = 0,51\text{s} < 1,3 \times 0,560 = 0,72\text{s} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Les modes de vibrations**

1^{er} mode de vibration : Le premier mode est un mode de translation suivant le sens des

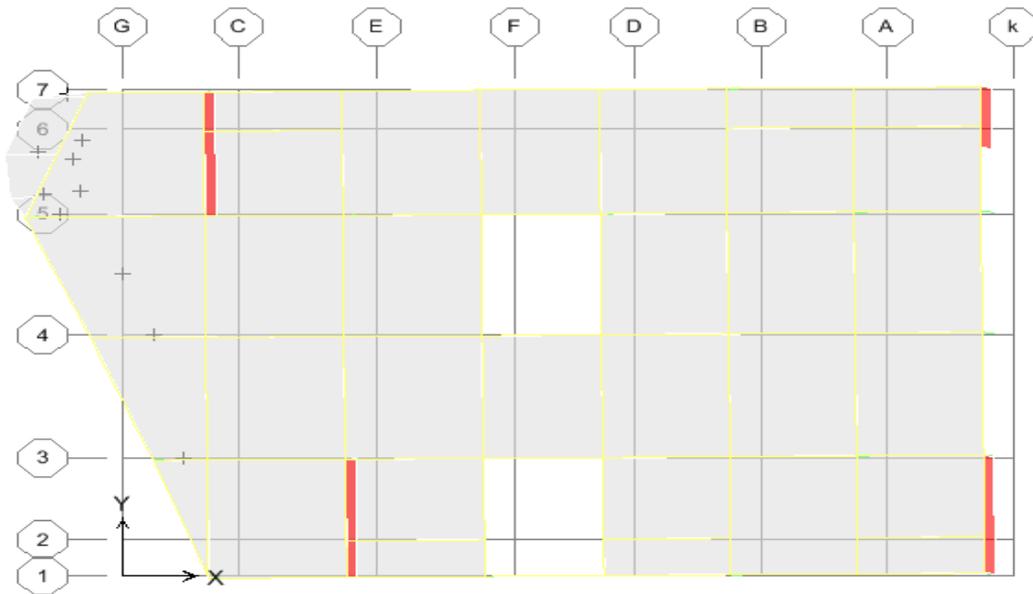


Figure IV.2. Mode 1 « Translation sens X » $T = 0.51\text{sec}$

2^{ème} mode de vibration : Le deuxième mode est un mode de translation suivant le sens des Y :

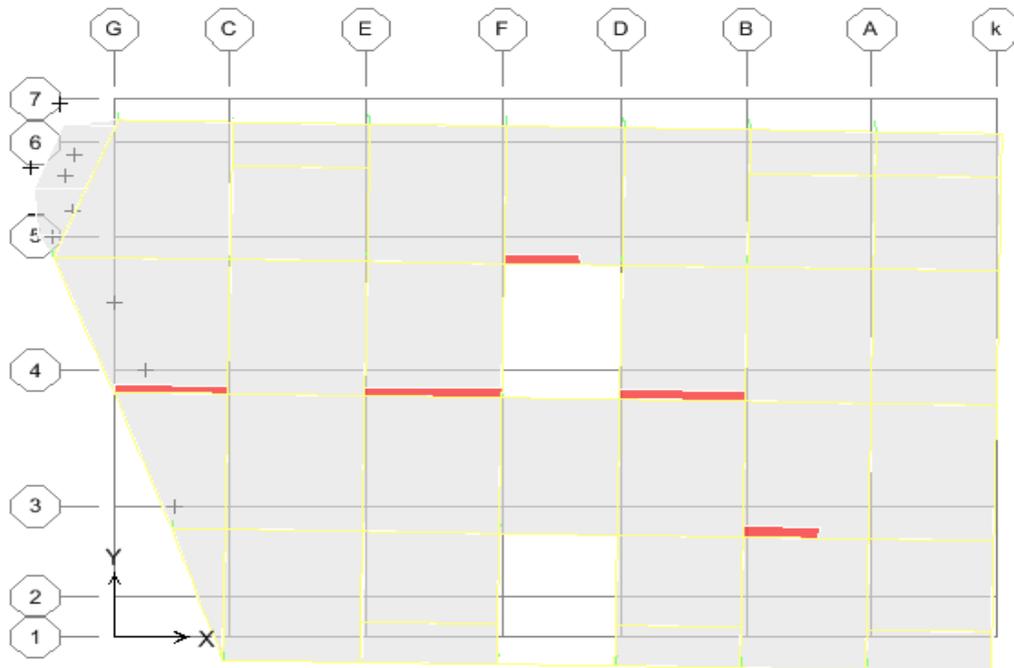


Figure IV.3. Mode 2 « Translation sens Y » $T = 0.49\text{sec}$

3^{ème} mode de vibration : Le troisième mode est un mode de rotation:

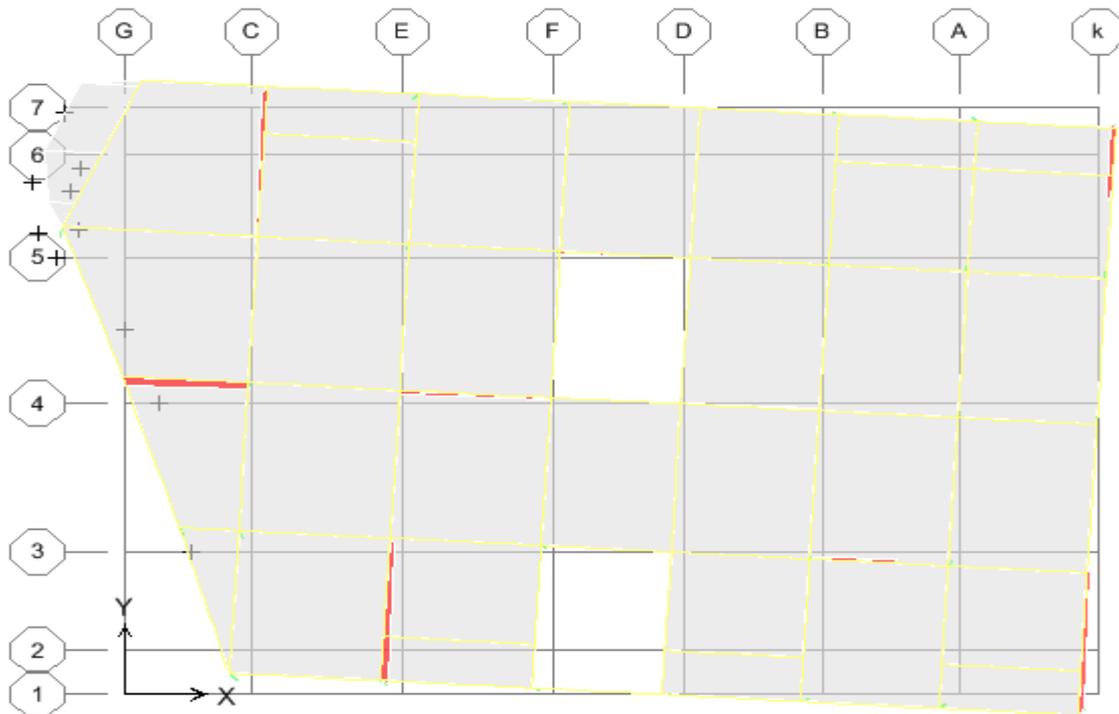


Figure IV.4. Mode 3 « rotation » T = 0.39 sec

- **Choix de coefficient de comportement**

D'après le RPA les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Alors il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessus représente la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base pour les charges verticales et horizontales donnent par ETABS:

Sous charges verticales :

Tableau IV.3. Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niv	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niv 1	11689.65	22980.58	33.71	66.28

Sous charges horizontales

Tableau IV.4. Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niv	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁	F ₂	F ₁	F ₂
Niv 1	2468.37	2481.06	215.79	262.66	91.96	90.422	8.04	9.63

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant X.

F₂ : La charge horizontale suivant Y.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**.

IV.4.1.5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

- Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités

Centre de gravité des masses

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i.

X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

Centre de rigidités

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

$$X_C = \frac{\sum I_{X_i} \times X_i}{\sum I_{X_i}} \quad Y_C = \frac{\sum I_{Y_i} \times Y_i}{\sum I_{Y_i}}$$

Avec :

I_{XI} : Inertie d'un élément par rapport l'axe (X).

I_{YI} : Inertie d'un élément par rapport l'axe (Y).

X_i : Abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OX).

Y_i : Abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OY).

Remarque

Le calcul manuel de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse (par étage) ne sont pas nécessaires. En effet, ETABS calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

Calcul de l'excentricité

L'excentricité théorique

L'excentricité représente la différence de distance entre le centre de masse et le centre de torsion pour un niveau (N).

$$e_{xi} = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_{yi} = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

L'excentricité accidentelle

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$$

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.5. Centre de masse et centre de rigidité

Story	Masse (KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
STORY1	336,5623	11,695	8,653	11,89	7,963	-0,195	0,69
STORY2	306,9078	12,198	8,252	11,602	7,977	0,596	0,275
STORY3	319,7556	11,813	8,469	11,631	7,995	0,182	0,474
STORY4	315,3818	11,805	8,477	11,731	8,015	0,074	0,462
STORY5	316,9419	11,861	8,479	11,869	8,035	-0,008	0,444
STORY6	291,1992	11,949	8,516	12,038	8,053	-0,089	0,463
STORY7	61,3394	12,234	7,674	12,72	7,586	-0,486	0,088
STORY8	24,9424	11,75	7,083	12,024	6,514	-0,274	0,569

e_x : excentricité théorique suivant x.

e_y : excentricité théorique suivant y.

Nous aurons alors

$$e_{x \text{ totale}} = e_{x \text{ théorique}} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_{y \text{ totale}} = e_{y \text{ théorique}} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \quad \text{avec} \quad L_x = 25.65\text{m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1.28\text{m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \quad \text{avec} \quad L_y = 16.35\text{m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0.81\text{m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{max}} = 1.28\text{m}$$

Remarque

Les conditions sont vérifiées en tous les niveaux, à l'exception de plancher terrasse, qui due à la réduction de la rigidité au niveau de ce plancher.

IV.4.1.6. Résultante de calcul des forces sismiques

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

IV.4.1.7. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Soit :

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

- $A = 0,15$ (groupe 2, zone IIa).
- $Q = 1,25$
- $R = 3.5$
- W : Poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5) RPA Pg 30

$$W = \sum_1^8 W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

- W_{Qi} : La charge d'exploitation
- β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA) Page44.

Pour un bâtiment a usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

D'après L'ETABS le Poids total du bâtiment : $W=39682,0965KN$.

- **D**: Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99/ 2003 :

V.5. Estimation de la période fondamentale

Selon le **RPA99 (Art. 4. 2. 4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N :Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$$\Rightarrow h_N = 24.94m$$

C_T :Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \text{ (Tableau 4-6 du RPA99)}$$

$$T = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Ou :

L : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré, on prend la plus petite des deux valeurs de T.

* $T=0.05 \times (28.51)^{3/4}=0.62s$

$$* \begin{cases} L_X = 25.65 \Rightarrow T_X = 0.44s \\ L_Y = 16.35 \Rightarrow T_Y = 0.55s \end{cases}$$

Valeur de T₁ et T₂

T₁ Et T₂ : Période caractéristique associées à la catégorie du site « **RPA99** » (tableau 4-7).

Sol meuble → site 3 : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$

$$T_2 < T_X < 3.0s \Rightarrow D_X = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_X}\right)^{2/3}$$

$$T_2 < T_Y < 3.0s \Rightarrow D_Y = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_Y}\right)^{2/3}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ → Facteur de correction d’amortissement.

Avec : ξ(%) est le pourcentage d’amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type des remplissages « RPA99 (Tableau 4-2) ».

- Construction auto stable → ξ = 7%
- Contreventement par voiles → ξ = 10%

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne → ξ = 8.5%

D’où : **η = 0.82**

Donc : $\begin{cases} D_X = 2.23 \\ D_Y = 1.91 \end{cases}$

Application numérique

Tableau IV.6. Résumé des résultats

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	η
Valeurs numériques	0.15	2.23	1.91	1.25	3.5	19355,42763	0.51	0.63	0.82

Donc on a : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \Rightarrow \begin{cases} V_{XStat} = 2312,28KN \\ V_{YSTST} = 1980,48KN \end{cases}$

Calcul de l'effort tranchant à la base

Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode **i**

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

- **Sens XX**

Tableau IV.7. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens XX

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	$V_i(KN)$
1	0,510686	0,13715137	69,6696	19355,43	1849,4657
2	0,430596	0,13727679	0,0004	19355,4282	0,0106282
3	0,398774	0,13727679	0,2337	19355,4282	6,20952812
4	0,195025	0,13727679	3,7454	19355,4282	99,5171871
5	0,167183	0,13727679	0,0044	19355,4282	0,11691024
6	0,136043	0,14194989	0,0203	19355,4282	0,55774268
7	0,109321	0,15089699	13,2337	19355,4282	386,513472
8	0,093948	0,1560442	3,5778	19355,4282	108,060374
9	0,092796	0,15642991	0,4711	19355,4278	14,2638143
10	0,088854	0,15774978	0,0022	19355,4276	0,06717292
			$\sum \alpha_i(\%) = 90,9586$		

- Sens YY

Tableau IV.8. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens YY

Mode	Période (sec)	Sa/g	αi(%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0,510686	0,13715137	0,0022	19355,43	0,05840172
2	0,430596	0,13727679	70,3072	19355,4282	1868,09814
3	0,398774	0,13727679	0,1652	19355,4282	4,38944821
4	0,195025	0,13727679	0,005	19355,4282	0,13285255
5	0,167183	0,13727679	3,3351	19355,4282	88,615307
6	0,136043	0,14194989	0,3347	19355,4282	9,19588543
7	0,109321	0,15089699	0,0084	19355,4282	0,24533677
8	0,093948	0,1560442	2,1142	19355,4282	63,85523
9	0,092796	0,15642991	13,5995	19355,4278	411,761287
10	0,088854	0,15774978	1,0086	19355,4276	30,7957289
			∑ αi(%) = 90,8801		

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement **ξ_i**, **ξ_j** sont considérés comme indépendants si le rapport **r = T_i/T_j** avec **T_i ≤ T_j** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8.5 \% \Rightarrow r \leq 0.54$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

K : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \text{ ----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Combinaisons des réponses modales

Mode	Périodes	$r = T_i/T_j$	$10/(10+\sqrt{\varepsilon_i\varepsilon_j})$	Observation
1	0,510686	0,86001206	0,54	CNV
2	0,430596	0,92609778	0,54	CNV
3	0,398774	0,48906147	0,54	CV
4	0,195025	0,85723882	0,54	CNV
5	0,167183	0,81373704	0,54	CNV
6	0,136043	0,80357681	0,54	CNV
7	0,109321	0,85937743	0,54	CNV
8	0,093948	0,9877379	0,54	CNV
9	0,092796	0,95751972	0,54	CNV
10	0,088854	/	/	/

Remarque

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \Rightarrow \begin{cases} E_x = 1895,198 \text{ KN} \\ E_Y = 1916,39 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La vérification de la résultante des forces sismiques de calcul est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V _{Stat} (KN)	V _{Dyn} (KN)	80% V _{Stat}	0.8V _{Stat} < V _{Dyn}
Sens X	2312,28KN	1895,198	1849,82587	CV
SensY	1980,48	1916,39	1584,38	CV

• **Conclusion**

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$\Rightarrow V_t < 0.8 V$

Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99version2003),

l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

Où : $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} \text{ : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure}$$

(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k)

Tableau IV.11. Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens

Niv	δ_e^k (m)		R	$R*\delta_e^k$ (m)		Δ_k (m)		H_k (m)	$\bar{\Delta}=1\%H_k$ (m)
	δ_x	δ_y		$R*\delta_e^x$	$R*\delta_e^y$	Δx	Δy		
8	0,014	0,0102	3,5	0,049	0,0357	0,00315	0,0063	2,5	0,025
7	0,0131	0,0095	3,5	0,04585	0,03325	0,00665	0,0098	3,06	0,0306
6	0,0112	0,0084	3,5	0,0392	0,0294	0,0077	0,0119	3,06	0,0306
5	0,009	0,0067	3,5	0,0315	0,02345	0,00805	0,01155	3,06	0,0306
4	0,0067	0,005	3,5	0,02345	0,0175	0,0077	0,01085	3,06	0,0306
3	0,0045	0,0034	3,5	0,01575	0,0119	0,007	0,00945	3,06	0,0306
2	0,0025	0,0019	3,5	0,00875	0,00665	0,00525	0,00665	3,06	0,0306
1	0,001	0,0007	3,5	0,0035	0,00245	0,0035	0,00245	4,08	0,0408

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter- étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\rightarrow \Delta_k < 1\%H_k$.

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée).

Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{Avec :}$$

P_k : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{si})$$

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_k : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_k : hauteur d'étage K.

- **Si $\theta_k < 0,1$** : les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- **Si $0,1 < \theta_k < 0,2$** : il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- **Si $\theta_k > 0,2$** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.12. Vérification de l'effet P-Delta dans les deux sens

NIV	H_k (m)	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δx	Δy	θ_x	θ_y
8	2,5	244,684944	1895,198	1916,39	0,00315	0,0063	0,00016268	0,00032175
7	3,06	846,424458	1895,198	1916,39	0,00665	0,0098	0,00097059	0,00141452
6	3,06	3458,40367	1895,198	1916,39	0,0077	0,0119	0,00459188	0,00701806
5	3,06	5965,86419	1895,198	1916,39	0,00805	0,01155	0,0082812	0,01175033
4	3,06	6203,0955	1895,198	1916,39	0,0077	0,01085	0,00823613	0,01147712
3	3,06	6230,69789	1895,198	1916,39	0,007	0,00945	0,00752071	0,01004068
2	3,06	6147,56795	1895,198	1916,39	0,00525	0,00665	0,00556527	0,00697139
1	4,08	6312,44168	1895,198	1916,39	0,0035	0,00245	0,00285727	0,00197797

Commentaire

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

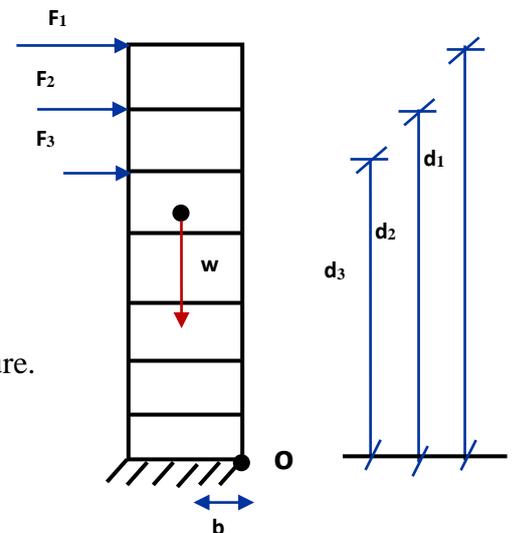
Vérification au renversement (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total.
- équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).
-

Avec :

$$\begin{cases} M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{stabilisateur} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$



Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

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 : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

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 $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau de plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j .

Dans notre cas $T = 0.633s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13. Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX

$V_x=1895,198\text{KN}$								
Story	W(KN)	h_i (m)	$w_i * h_i$	V_i	$(V_x - F_t)$	$\sum w_i * h_i$	$(V_x - F_t).(w_i * h_i)$	F_i (KN)
8	244,684944	24,94	6102,4425	1895,19878	1895,19878	233697,916	11565341,6	49,488424
7	601,739514	22,44	13503,0347	1895,19878	1895,19878	233697,916	25590934,8	109,504335
6	2856,66415	19,38	55362,1513	1895,19878	1895,19878	233697,916	104922281	448,965412
5	3109,20004	16,32	50742,1446	1895,19878	1895,19878	233697,916	96166450,4	411,498964
4	3093,89546	13,26	41025,0538	1895,19878	1895,19878	233697,916	77750631,7	332,697154
3	3136,80244	10,2	31995,3848	1895,19878	1895,19878	233697,916	60637614,2	259,470068
2	3010,76552	7,14	21496,8658	1895,19878	1895,19878	233697,916	40740833,7	174,331181
1	3301,67616	4,08	13470,8387	1895,19878	1895,19878	233697,916	25529917,1	109,243238
Somme	19355,4282	/	233697,916	/	/	/	/	1895,19878
$V = F_t + \sum F_i = \text{KN}$								

Tableau IV.14. Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

$V_y = 1916,39\text{KN}$								
Story	W(KN)	h_i (m)	$w_i * h_i$	V_i	$(V_y - F_t)$	$\sum w_i * h_i$	$(V_y - F_t).(w_i * h_i)$	F_i (KN)
8	244,684944	24,94	6102,4425	1916,38688	1916,38688	233697,916	11694640,8	50,0416989
7	601,739514	22,44	13503,0347	1916,38688	1916,38688	233697,916	25877038,5	110,728581
6	2856,66415	19,38	55362,1513	1916,38688	1916,38688	233697,916	106095300	453,984794
5	3109,20004	16,32	50742,1446	1916,38688	1916,38688	233697,916	97241580,3	416,099475
4	3093,89546	13,26	41025,0538	1916,38688	1916,38688	233697,916	78619874,8	336,41667
3	3136,80244	10,2	31995,3848	1916,38688	1916,38688	233697,916	61315535,8	262,370913
2	3010,76552	7,14	21496,8658	1916,38688	1916,38688	233697,916	41196311,6	176,280184
1	3301,67616	4,08	13470,8387	1916,38688	1916,38688	233697,916	25815338,6	110,464565
Somme	19355,4282	/	233697,916	1916,38688	1916,38688			1916,38688
$V = F_t + \sum F_i = 1916,386\text{KN}$								

Ainsi, on a les résultats suivants :

- Sens XX'

Tableau IV.15. Moment de renversement le sens XX'

Niv	F_i (KN)	d_i (m)	$M_r = (d_i * F_i)\text{KN.m}$
8	49,488424	24,94	1234,24129
7	109,504335	22,44	2457,27727
6	448,965412	19,38	8700,94969
5	411,498964	16,32	6715,66309
4	332,697154	13,26	4411,56426
3	259,470068	10,2	2646,59469
2	174,331181	7,14	1244,72463
1	109,243238	4,08	445,712411
somme			27856,7273

- Sens YY' :

Tableau IV.16. Moment de renversement le sens YY'

Niv	F _i (KN)	d _i (m)	M _r =(d _i * F _i)KN.m
8	50,0416989	24,94	1248,03997
7	110,728581	24,94	2761,5708
6	453,984794	24,94	11322,3808
5	416,099475	24,94	10377,5209
4	336,41667	24,94	8390,23176
3	262,370913	24,94	6543,53058
2	176,280184	24,94	4396,42778
1	110,464565	24,94	2754,98625
sommés			47794,6888

Calcul du centre de gravité de la structure

Tableau IV.17. Centre de gravité

Niv	X _i (m)	Y _i (m)	M _i (KN)	M _i .X _i	M _i .Y _i	X _G (m)	Y _G (m)
8	11,695	8,653	24,9424	291,701368	215,826587	11.90	8.11
7	12,198	8,252	61,3394	748,218001	506,172729		
6	11,813	8,469	291,1992	3439,93615	2466,16602		
5	11,805	8,477	316,9419	3741,49913	2686,71649		
4	11,861	8,479	315,3818	3740,74353	2674,12228		
3	11,949	8,516	319,7556	3820,75966	2723,03869		
2	12,234	7,674	306,9078	3754,71003	2355,21046		
1	11,75	7,083	336,5623	3954,60703	2383,87077		
Sommes			1973,0304	23492,1749	16011,124		

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 13.74 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 8.24 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau IV.18. Vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s / M _r
Sens X-X	19355,4282	13,74	265943,584	27856,7273	9,5
Sens Y-Y	19355,4282	8,24	159488,729	47794,6888	3,3

Commentaire

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement (M_s > 1,5 M_r). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Où : **N_a** : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.19.Vérification de l'effort normal

Niv	Poteau	Section	N (KN)	v		Obse
1	C23	50*50	-1548,7	0,247792	≤ 0.3	cv
2	C23	45*45	-934,79	0,18464988	≤ 0.3	cv
3	C23	40*40	-525,91	0,1314775	≤ 0.3	cv
4	C23	35*35	-245,11	0,08003592	≤ 0.3	cv
5	C23	35*35	-119,11	0,03889306	≤ 0.3	cv
6	C23	35*35	-65,16	0,02127673	≤ 0.3	cv
7	C23	35*35	-62,93	0,02054857	≤ 0.3	cv

Commentaire

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

- **Conclusion**

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

V. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003)

Les règles *CBA 93* « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles *RPA 99/Ver2003* « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés pour assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poutres de rive sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants et aux efforts normaux dus à l'action de la température.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal).

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier**

Tableau V.1. Valeurs des contraintes

Situation	Béton			Acier		
	γ_β	F_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_σ	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Situation accidentelle

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91**

$$ELU : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$ELS : G + Q$$

- **Selon RPA 99/V2003** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N max → M correspondant

N min → M correspondant

M max → N correspondant

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite

- Zone1 : Du S-SOL jusqu'au RDC.
- Zone2 : 1^{ere} étage.
- Zone3 : 2^{eme} étage.
- Zone4 : Du 3^{eme} jusqu'au 6^{eme}.

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel ETABS, puis elles seront triées par EXCEL pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ **Situation accidentelle**

Tableau V.2. Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique

Niv	Section	N ,M	N(KN)	M (KN.m)
Zone 1	50X50	N _{max} (KN)	-1918.99	-6.06
		N _{min} (KN)	254.5	6.141
		M _{max} (KNm)	-440.35	-34.784
Zone 2	45X45	N _{max} (KN)	-1221.96	-19.982
		N _{min} (KN)	-186.35	-12.986
		M _{max} (KNm)	-318.45	-33.18
Zone 3	40X40	N _{max} (KN)	-742.24	-4.431
		N _{min} (KN)	-136.03	13.865
		M _{max} (KNm)	-235.72	-29.877
Zone 4	35X35	N _{max} (KN)	-389.62	-4.936
		N _{min} (KN)	104.9	2.716
		M _{max} (KNm)	-411.5	-18.65

▪ **Situation durable**

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux sous combinaisons durable

Niv	Section	N ,M	N(KN)	M (KN.m)
Zone 1	50X50	N _{max} (KN)	-453.22	-1.356
		N _{min} (KN)	-428.07	1.77
		M _{max} (KNm)	-428.07	1.77
Zone 2	45X45	N _{max} (KN)	-312.81	-1.457
		N _{min} (KN)	-298.44	-0.506
		M _{max} (KNm)	-312.81	-1.457
Zone 3	40X40	N _{max} (KN)	-218.16	-1.782
		N _{min} (KN)	-207.16	3.702
		M _{max} (KNm)	-207.16	3.702
Zone 4	35X35	N _{max} (KN)	-134.02	-4.536
		N _{min} (KN)	-31.25	2.836
		M _{max} (KNm)	-44.02	-7.232

Calcul des armatures longitudinales

- Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b× h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

- Recommandations du RPA 99/Version2003

- Les armatures.
- Longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.8% (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de
 - { 4% en zone courante.
 - { 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/Version2003)

- La longueur minimale des recouvrements est de 40 φ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa (RPA99/Version2003).

Ferrailage minimum d’après le CBA93

Condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.4. Ferrailage maximal et minimum.

Niveau	Section (cm ²)	BAEL91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrements
Zone 1	50x50	5	125	2.71	20	100	150
Zone 2	45x45	4.05	101.25	2.2	16.2	81	121.5
Zone 3	40X40	4	80	1.73	12.8	64	96
Zone 4	35x35	4	61.25	1.33	9.8	49	73.5

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section rectangulaire).

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Niv	Section (cm ²)	Comb	A _{cal} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté(cm ²)
Zone 1	(50x50)	ELA	24.33	2.71	20	4HA20+8HA16 =28.65
		ELU	8.45			
Zone 2	(45x45)	ELA	16.56	2.2	16.2	12HA16=24.13
		ELU	6.10			
Zone 3	(40x40)	ELA	9.99	1.73	12.8	8HA14=12.32
		ELU	4.48			
Zone 4	(35x35)	ELA	5.3	1.33	9.8	8HA14=12.32
		ELU	3.48			

A. Armatures transversales

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u: Est l'effort tranchant de calcul.

h₁: Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

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

ρ_a = 2.5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

ρ_a = 3.75 si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

Espacement des cadres

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (12 ; 15\text{cm}) \dots$ en zone IIa.
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi = 18\text{cm} \dots$ en zone IIa.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de : 8 cm en zone nodale.

12 cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ .

Exemple de calcul

Poteaux de la zone 1

$V_{max}=17.82KN$

▪ **Zone courante**

$$\lambda_{og} = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.5} = 5.71 > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 17.82 \times 0.12 \times 10}{0.5 \times 400} = 0.26 cm^2$$

Soit : $A_t=2.01 cm^2$ 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t. b$ en % est donnée comme suit : 0,3 % $\lambda_g = 5.71 > 5$

La quantité d'armatures transversales minimale est

$$A_t / t. b > 0.3\% \text{ (RPA/2003.) } \quad \frac{2.01}{12 \times 50} = 0.35\% > 0.3\% \dots\dots\dots CV.$$

▪ **Zone nodale**

$$\lambda_{og} = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.5} = 5.71 > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 17.82 \times 10 \times 0.08}{0.5 \times 400} = 0.17 cm^2$$

Soit : $A_t= 2.01 cm^2$ 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale est

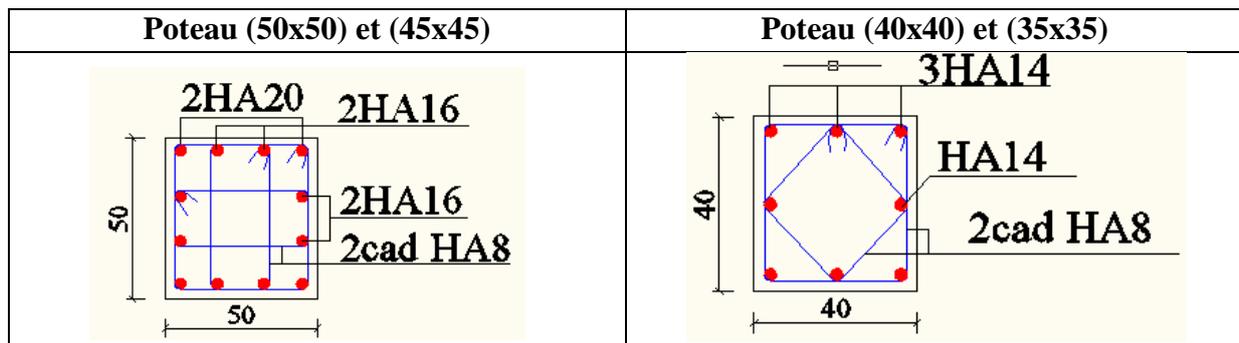
$$A_t / t. b > 0.3 \text{ (RPA/2003.) } \quad \frac{2.01}{8 \times 50} = 0.5\% > 0.3\% \dots\dots\dots CV.$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

Tableau V.6. Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St(courante) cm	St(nodale) cm
50x50	6φ8	6φ8	12	8
45x45	6φ8	6φ8	12	8
40x40	6φ8	6φ8	12	8
35x35	4φ8	4φ8	12	8

Tableau V.7. Schéma de ferrailage des poteaux



V.2. Vérifications diverses

Sollicitations tangentes : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots dans le cas contraire \end{cases}$$

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

V.2.1. Vérification des contraintes a L'ELS

V.2.1.1. Vérification d'une section entièrement comprimée

Le calcul est s'effectue comme suit

- On calcule l'aire de la section homogène totale

$$S = b \cdot h + 15 \left(A_s + A'_s \right)$$

- La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

Calcul des contraintes

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant et des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS

Section	N _{Ser} (KN)	M _{Ser} (KNm)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ (MPa)	Obs
50x50	896.74	30.047	0.38	0.6	15	17.82	0.0079	1.875	V
45x45	686.43	27.892	0.33	0.57	15	31.75	0.017	1.875	V
40x40	558.33	26.702	0.30	0.54	15	30.44	0.021	1.875	V
35x35	411.3	24.559	0.26	0.52	15	17.55	0.016	1.875	V

V.2.2. Vérification de l'effort normal ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est:

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Pour la zone 1

Calcul de α :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

$I=0.0052m^4$

$i =0.144$

$\lambda = \frac{0.7 \cdot 4.08}{0.144} = 19.8 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.914$

Calcul de B_r

$$B_r = (0.45 - 0.02)^2 = 0.23m^2$$

Calcul de N_u : $N_u = 5590.191 KN$

$N_{max} = 896.74 KN < N_u = 5590.191 KN \dots\dots\dots CV$

Tableau V.9. Vérification de l'effort normal ultime

La zone	λ	α	$N_u(KN)$	$N_{max}(KN)$	observation
1	21.8	0.789	5590.19	896.74	CV
2	18.63	0.8	5144.33	686.43	CV
3	21.21	0.794	3404.058	558.33	CV
4	24.9	0.772	3309.31	411.3	CV

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Recommandations du RPA 99(V2003)

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ : En zone I et IIa.
 - 50ϕ : En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- 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 appuis.

b) Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$;
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.3.1. Armatures longitudinales**a) Calcul à ELU**

Le calcul se fait en travée et en appuis :

Calcul du moment réduit μ

- $\mu_{bu} = M_u / b_o * d^2 * f_{bu}$.
- $\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$
- $Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$
- $A = M_u / (Z_b \cdot f_{ed})$

Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c} = 0,978 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**Poutres principales**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s\ RPA_{max}} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72\ \text{cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Poutres secondaires

$$A_{s\ RPA_{min}} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3.75\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\ RPA_{max}} = 0.04 \times 30 \times 25 = 30\ \text{cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s\ RPA_{max}} = 0.06 \times 30 \times 25 = 45\ \text{cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80\ \text{cm}$

V.3.2. Ferrailage longitudinal des poutres

Le ferrailage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants

Tableau V.10. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

	M (KN.m)	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{min} RPA cm²	Choix des Barres	A_{adopté} (cm²)
Appiu	127.12	11.34	0.978	6	6T16	12.06
Traveé	85.478	7.24	0.978	6	3T14+2T14	9.24

Tableau V.11. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires

	M (KN.m)	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{min} RPA cm²	Choix des Barres	A_{adopté} (cm²)
Appiu	90.062	11.9	0.679	3.75	6T16	12.06
Traveé	22.592	2.42	0.679	3.75	3T14+2T10	6.19

V.3.3. Calcul des armatures transversales

a) Selon le BAEL91, la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre

St : l'espacement des armatures transversales

$St \leq \min(0,9d ; 40\ \text{cm}) ;$

On adopte les espacements suivants : **St = 20cm ;**

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6\ \text{cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t, \min} \right\} \phi_t \leq \text{min} \left\{ \frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.2 \right\} = \text{min} \{1.14, 3, 1.2\} = 1.2. \text{ Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

b) Selon le RPA99/version 2003, la section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

L'espace maximal

- En zone nodale : $St \leq \text{min} (h/4 ; 12 \phi_L) = 10\text{cm}$;
- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 10cm.**
- En zone courante : **St = 20cm.**

On aura alors : $A_t = 0.003 \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** **At = 2.01cm².**

St (adopté) = Min { $S_{I.B.A.E.L.}$, $S_{I.R.P.A.}$ } **St = 20cm.**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

V.4. Vérification D'ABOUT

- **Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa} \\ 5\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u ,$$

Tableau V.12. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Localisation	Contrainte de cisaillement			OBS
	V_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	
Appiu	75.66	1.12	3.33	CV
Traveé	74.7	1.1	3.33	CV

Tableau V.13. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres principales

Localisation	Contrainte de cisaillement			OBS
	V_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	
Appiu	43.39	0.4	3.33	CV
Traveé	34.37	0.31	3.33	CV

a) Armature inferieure tendu sur appui d'ABOUT

$$A \geq \frac{1.15XV_{umax}}{f_e} = 2.17X10^{-4}m^2 \quad A_s > 2.17 \text{ cm}^2$$

b) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

$$Vu_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

Avec {a=b-c-2cm=25cm

$$Vu_{max} < 420KN \rightarrow Vu_{max} = 75.66KN < 420KN$$

V.5. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

Avec :

l: la portée entre nus d'appuis (l=4,59m).

M_t: moment maximum en travée.

M₀: moment isostatique.

A_s: section d'armature tendu correspondante.

a) Poutres principales

$$1) \geq \frac{1}{16} = \frac{40}{410} = 0.09 > 0.0625 \dots \dots CV$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{17.828}{21.844} = 0.082 < 0.089 \dots \dots CV$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} Mpa = 0.01 < 0.0105 \dots \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

b) Poutres secondaires

$$1) \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{360} = 0.083 > 0.0625 \dots \dots CV$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{7.242}{33.147} = 0.022 < 0.083 \dots \dots CV$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa = 0.0102 < 0.0105 \dots \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

V.5. Vérification des contraintes à l’ELS

La vérification des poutres à l’ELS est effectuée comme suit

Calcul de la position de l’axe neutre

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

Calcul du moment d’inertie

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Où : A_s : section d’armatures tendue.

A'_s : section d’armatures comprimées.

n : 15 coefficient d’équivalence.

Vérification des contraintes

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa ;$$

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

Les résultats de calculs sont indiquée dans les tableaux suivants :

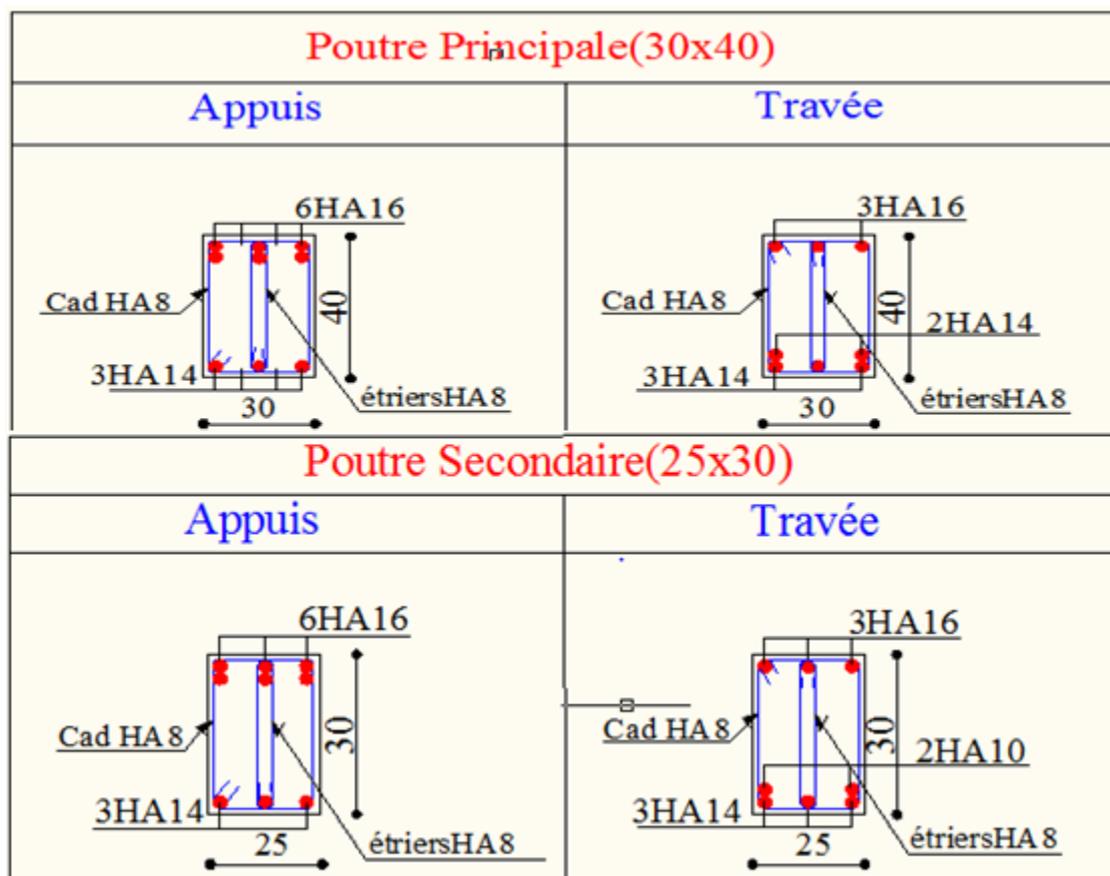
Tableau V.14. Vérification de contrainte dans le béton des outres principales à l’ELS

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc} (Mpa)	OBS
En travée	17.828	10.37	40192.03	3.84	15	CV
Sur appuis	21.844	19.35	191310.6	10.31	15	CV

Tableau V.15. Vérification de contrainte dans le béton des poutres principales à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
En travée	7,242	9.77	28344,75	2,50	15	CV
Sur appuis	33,147	14.95	61495,36	8,06	15	CV

Tableau V. 16. Schémas de ferrailage des poutres



V.6. Ferrailage des voiles

V.6.1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend cinq (5) types des voiles

- **Type 1** : $L = 3.0$ m
 - **Type 2**: $L = 3.30$ m
 - **Type 3**: $L = 3.60$ m
 - **Type 4**: $L = 3.90$ m
 - **Type 5**: $L = 4.10$ m
- Recommandations du RPA99/version2003

a) Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

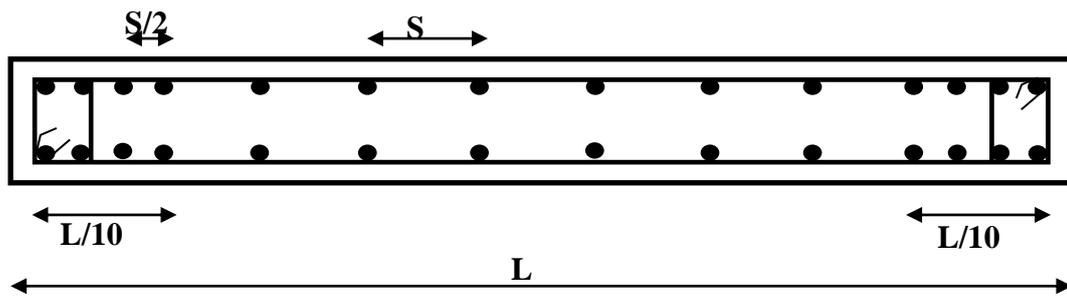


Figure V.1. Disposition des armatures verticales dans le voile.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$ Avec $T = 1.4 V_u$

Vu : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4T10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.6.2. Combinaisons du calcul**a) Les combinaisons d'action**

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre :

Etat limite ultime

- Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**
- Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8 ± E**

Etat limite de service

$$G + Q$$

V.7. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

- $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
- $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
- M_{max}, N_{corr}

V.7.1. Présentation de la méthode du calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

- **1^{er} cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

- **2^{ème} cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

- **3^{ème} cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

V.7.2. Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone1) de ($L = 2$ m; $e = 0.2$ m)

Détermination des sollicitations

$$N = -1198.98 \text{KN}$$

$$M = 5.367 \text{KN.m}$$

$$V = 11.42 \text{KN}$$

$$B = L \times e = 0.6 \text{m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.45$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.5 \text{m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-1198.98}{0.6} + \frac{5.367 \times 1.5}{0.45} = -1980.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-1198.98}{0.6} - \frac{5.367 \times 1.5}{0.45} = -2016.19 \text{ KN/m}^2$$

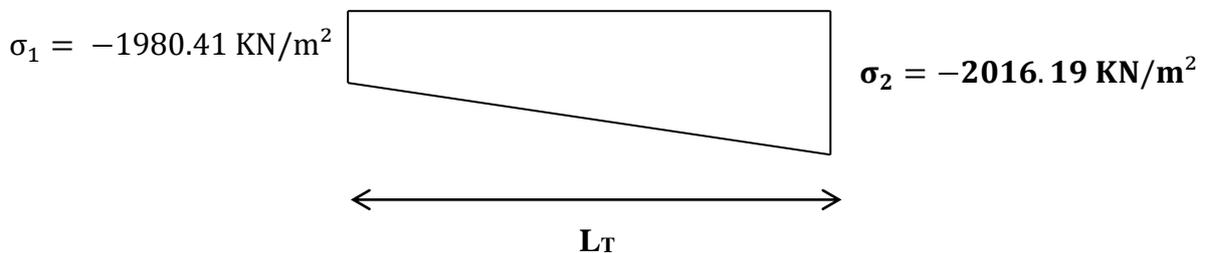


Figure V.2. Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_T = L = 3 \text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{1980.41 + 2016.19}{2} \times 0.20 \times 3 = 1198.98 \text{ KN}$$

Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1198.98 \times 10}{400} = 29.97 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / \text{ml}) / \text{Face} = (29.97/3)/2 = 4.99 \text{ cm}^2.$$

Armature minimale

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0.2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

e : Epaisseur du voile.

L_T : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \text{Max}(12; 31.5) = 31.5 \text{ cm}^2$$

Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 11.42 \times 10}{400} = 0.4 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 31.5 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté pour une seule nappe :

En zone d'about : **Soit 6T12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)**

En zone courante : **Soit 12T12 ($A_s = 13.57 \text{ cm}^2$)**

Donc A_s adopté : **$A_s = 20.36 \text{ cm}^2$**

Espacement

En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = 15 \text{ cm}$

Armatures horizontales

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{20.36}{4} = 5.09 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/version2003 : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$

$$A_H = \text{Max} \left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right) = 9 \text{ cm}^2$$

Soit 18T10 = 15.71 cm² ; avec $S_h = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\Phi 8$

Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA99/version2003

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 11.42 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3} = 0.03MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

Selon le BAEL91/99

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{11.42 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3} = 0.02 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) = 2.5 MPa$$

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

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{874.43 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3 + (15 \times 20.36 \times 10^{-4})} = 1.39MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.17. Ferrailage verticale du voile type 1

Zone	Solisit- ation	N	M	σ_1	σ_2	Natu re	L_c	L_T	F	Av cm ²
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	
Zone 1	N ^{max}	-1198.98	5.367	-1980.41	-2016.19	SET	0.00	3.00	1198.98	29.97
	N ^{min}	-551.89	21.163	-849.27	-990.36	SET	0.00	3.00	551.89	13.80
	M ^{max}	1116.36	51.962	2033.81	1687.39	SEC	3.00	0.00	1116.36	0.00
Zone 2	N ^{max}	1043.75	23.715	1818.63	1660.53	SEC	3.00	0.00	1043.75	0.00
	N ^{min}	-491.3	18.407	-757.48	-880.19	SET	0.00	3.00	491.30	12.28
	M ^{max}	-981.79	44.882	-1486.71	-1785.92	SET	0.00	3.00	981.79	24.54
Zone 3	N ^{max}	-953.31	26.294	-1501.20	-1676.50	SET	0.00	3.00	953.31	23.83
	N ^{min}	-448.95	21.742	-675.78	-820.72	SET	0.00	3.00	448.95	11.22
	M ^{max}	891.35	48.542	1647.39	1323.78	SEC	3.00	0.00	891.35	0.00
Zone 4	N ^{max}	779.9	45.294	1450.81	1148.85	SEC	3.00	0.00	779.90	0.00
	N ^{min}	-107.8	71.798	59.66	-418.99	SET	0.00	3.00	143.60	3.59
	M ^{max}	-218.78	144.216	-1980.41	-2016.19	SET	0.00	3.00	288.43	7.21

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau V.18. Choix des barres du voile type 1

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Z D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	29.97	31.5	31.5	20.36	12HA12	20	6HA12	15	9	15.71	18HA10	20
2	24.54	31.5	31.5	20.36	12HA12	20	6HA12	15	9	15.71	18HA10	20
3	23.83	31.5	31.5	20.36	12HA12	20	6HA12	15	9	15.71	18HA10	20
4	7.21	31.5	31.5	20.36	12HA12	20	6HA12	15	9	15.71	18HA10	20

Tableau V.19. Ferrailage verticale du voile type 2

Zone	Solisit- ation	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av cm ²
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	
Zone 1	N ^{max}	-1581.38	20.407	-2339.91	-2452.15	SET	0.00	3.30	1581.38	39.53
	N ^{min}	-740.3	16.993	-1074.94	-1168.40	SET	0.00	3.30	740.30	18.51
	M ^{max}	1490.5	40.59	2369.96	2146.71	SEC	3.30	0.00	1490.50	0.00
Zone 2	N ^{max}	1460.95	2.162	2219.51	2207.62	SEC	3.30	0.00	1460.95	0.00
	N ^{min}	-695.12	15.444	-1010.74	-1095.68	SET	0.00	3.30	695.12	17.38
	M ^{max}	-1392.79	35.18	-2013.54	-2207.03	SET	0.00	3.30	1392.79	34.82
Zone 3	N ^{max}	-1297.86	9.979	-1939.01	-1993.90	SET	0.00	3.30	1297.86	32.45
	N ^{min}	-612.43	14.628	-887.70	-968.15	SET	0.00	3.30	612.43	15.31
	M ^{max}	1229.7	32.536	1952.66	1773.71	SEC	3.30	0.00	1229.70	0.00
Zone 4	N ^{max}	1101.93	25.193	1738.87	1600.31	SEC	3.30	0.00	1101.93	0.00
	N ^{min}	-214.74	72.744	-125.32	-525.41	SET	0.00	3.30	214.74	5.37
	M ^{max}	-439.51	148.164	-258.47	-1073.38	SET	0.00	3.30	439.51	10.99

Tableau V.20. Choix des barres du voile type 2

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Z D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	39.53	34.65	39.53	21.49	13HA12	20	6HA12	16	9.9	15.71	18HA10	20
2	34.82	34.65	34.82	21.49	13HA12	20	6HA12	16	9.9	15.71	18HA10	20
3	32.45	34.65	34.65	21.49	13HA12	20	6HA12	16	9.9	15.71	18HA10	20
4	10.99	34.65	34.65	21.49	13HA12	20	6HA12	16	9.9	15.71	18HA10	20

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.21. Ferrailage verticale du voile type 3

Zone	Solisit- ation	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av cm ²
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	
Zone 1	N ^{max}	-1714	45.108	-2276.46	-2484.65	SET	0.00	3.60	1714.00	42.85
	N ^{min}	-794.51	-3.266	-1111.02	-1095.95	SET	0.00	3.60	794.51	19.86
	M ^{max}	1714	45.108	2484.65	2276.46	SEC	3.60	0.00	1714.00	0.00
Zone 2	N ^{max}	1520.02	62.301	2254.91	1967.37	SEC	3.60	0.00	1520.02	0.00
	N ^{min}	-719.72	-3.147	-1006.87	-992.35	SET	0.00	3.60	719.72	17.99
	M ^{max}	-1520.02	62.301	-1967.37	-2254.91	SET	0.00	3.60	1520.02	38.00
Zone 3	N ^{max}	-1357.23	44.075	-1783.33	-1986.75	SET	0.00	3.60	1357.23	33.93
	N ^{min}	-638.77	-14.141	-919.81	-854.55	SET	0.00	3.60	638.77	15.97
	M ^{max}	1357.23	44.075	1986.75	1783.33	SEC	3.60	0.00	1357.23	0.00
Zone 4	N ^{max}	1139.38	43.514	1682.89	1482.06	SEC	3.60	0.00	1139.38	0.00
	N ^{min}	-213.94	78.881	-115.11	-479.17	SET	0.00	3.60	213.94	5.35
	M ^{max}	-438.66	160.128	-239.72	-978.78	SET	0.00	3.60	438.66	10.97

Tableau V.22. Choix des barres du voile type 3

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Z D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	42.85	37.8	42.85	28.15	14HA12	20	8HA14	12	10.8	15.71	18HA10	20
2	38.00	37.8	38.00	28.15	14HA12	20	8HA14	12	10.8	15.71	18HA10	20
3	33.93	37.8	37.8	28.15	14HA12	20	8HA14	12	10.8	15.71	18HA10	20
4	10.97	37.8	37.8	28.15	14HA12	20	8HA14	12	10.8	15.71	18HA10	20

Tableau V.23. Ferrailage verticale du voile type 4

Zone	Solisit- ation	N	M	σ_1	σ_2	Natu re	L_c	L_T	F	Av cm ²
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	
Zone 1	N ^{max}	-1046.07	78.107	-1187.27	-1494.96	SET	0.00	3.90	1046.07	26.15
	N ^{min}	-484.11	63.975	-494.64	-746.67	SET	0.00	3.90	484.11	12.10
	M ^{max}	938.67	140.481	1480.13	926.72	SEC	3.90	0.00	938.67	0.00
Zone 2	N ^{max}	907.03	59.767	1280.58	1045.14	SEC	3.90	0.00	907.03	0.00
	N ^{min}	-428.14	71.933	-407.21	-690.58	SET	0.00	3.90	428.14	10.70
	M ^{max}	-826.47	150.302	-763.53	-1355.63	SET	0.00	3.90	826.47	20.66
Zone 3	N ^{max}	-775.07	63.396	-868.81	-1118.55	SET	0.00	3.90	775.07	19.38
	N ^{min}	-360.76	76.746	-311.35	-613.68	SET	0.00	3.90	360.76	9.02
	M ^{max}	694.51	157.586	1200.79	580.00	SEC	3.90	0.00	694.51	0.00
Zone 4	N ^{max}	620.06	66.653	926.23	663.66	SEC	3.90	0.00	620.06	0.00
	N ^{min}	-73.37	76.084	55.80	-243.93	SET	0.00	3.90	116.89	2.92
	M ^{max}	-539.51	154.359	-387.64	-995.72	SET	0.00	3.90	539.51	13.49

Tableau V.24. Choix des barres du voile type 4

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Z D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	26.15	40.95	40.95	29.28	14HA12	20	8HA14	13	11.7	15.71	18HA10	20
2	20.66	40.95	40.95	29.28	14HA12	20	8HA14	13	11.7	15.71	18HA10	20
3	19.38	40.95	40.95	29.28	14HA12	20	8HA14	13	11.7	15.71	18HA10	20
4	13.49	40.95	40.95	29.28	14HA12	20	8HA14	13	11.7	15.71	18HA10	20

Tableau V.25. Ferrailage verticale du voile type 5

Zone	Solisitation	N	M	σ ₁	σ ₂	Nature	L _c	L _T	F	Av cm ²
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	
Zone 1	N ^{max}	-1614.4	65.731	-1851.61	-2085.95	SET	0.00	4.10	1614.40	40.36
	N ^{min}	-739.16	68.664	-779.01	-1023.82	SET	0.00	4.10	739.16	18.48
	M ^{max}	1501.49	161.92	2119.73	1542.45	SEC	4.10	0.00	1501.49	0.00
Zone 2	N ^{max}	1395.22	9.635	1718.66	1684.31	SEC	4.10	0.00	1395.22	0.00
	N ^{min}	-652.7	54.702	-698.46	-893.49	SET	0.00	4.10	652.70	16.32
	M ^{max}	-1310.54	129.371	-1367.60	-1828.84	SET	0.00	4.10	1310.54	32.76
Zone 3	N ^{max}	-1236.66	28.074	-1458.08	-1558.17	SET	0.00	4.10	1236.66	30.92
	N ^{min}	-574.95	90.596	-539.66	-862.66	SET	0.00	4.10	574.95	14.37
	M ^{max}	1151.98	188.994	1741.76	1067.95	SEC	4.10	0.00	1151.98	0.00
Zone 4	N ^{max}	992.11	8.611	1225.24	1194.54	SEC	4.10	0.00	992.11	0.00
	N ^{min}	-140.89	150.919	97.21	-440.85	SET	0.00	4.10	220.60	5.52
	M ^{max}	-285.24	299.339	185.75	-881.46	SET	0.00	4.10	437.56	10.94

Tableau V.26. Choix des barres du voile type 5

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Z D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	40.36	43.05	43.05	33.49	16HA12	20	10HA14	10	12.3	15.71	18HA10	20
2	32.76	43.05	43.05	33.49	16HA12	20	10HA14	10	12.3	15.71	18HA10	20
3	30.92	43.05	43.05	33.49	16HA12	20	10HA14	10	12.3	15.71	18HA10	20
4	10.94	43.05	43.05	33.49	16HA12	20	10HA14	10	12.3	15.71	18HA10	20

Tableau V.27. Vérifications de contrainte de cisaillement

Vérification des contraintes de cisaillement							
Type	V(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	OBS	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
1	-11.42	0.03	5	CV	0.02	2.5	CV
	-22.42	0.058			0.04		
	-24.46	0.063			0.05		
	-72.77	0.189			0.13		
2	-4.95	0.012	5	CV	0.01	2.5	CV
	-11.72	0.028			0.02		
	-13.89	0.033			0.02		
	-45.42	0.107			0.08		
3	14.08	0.03	5	CV	0.07	2.5	CV
	23.96	0.052			0.04		
	24.94	0.054			0.04		
	50.23	0.109			0.08		
4	15.29	0.03	5	CV	0.02	2.5	CV
	29.59	0.059			0.04		
	30.78	0.061			0.04		
	47.58	0.095			0.07		
5	23.58	0.045	5	CV	0.03	2.5	CV
	45.43	0.086			0.06		
	52.59	0.1			0.07		
	116.47	0.221			0.16		

Tableau V.28. Vérifications de contrainte de cisaillement

Vérification à l'ELS				
Type	Zone	Ns	(MPa)	OBS
1	1	-874.43	1.39	CV
	2	-761.84	1.21	
	3	-696.25	1.1	
	4	-569 ;6	0.9	
2	1	-1153.52	1.67	CV
	2	-1065.9	1.54	
	3	-946.85	1.37	
	4	-803.82	1.16	
3	1	-1249.33	1.64	CV
	2	-1108.82	1.45	
	3	-990.17	1.3	
	4	-831.16	1.09	
4	1	765.85	0.93	CV
	2	664.17	0.81	
	3	567.17	0.69	
	4	-454.6	0.55	
5	1	1177.03	1.35	CV
	2	1018.01	1.17	
	3	-902.58	1.04	
	4	-724.6	0.83	

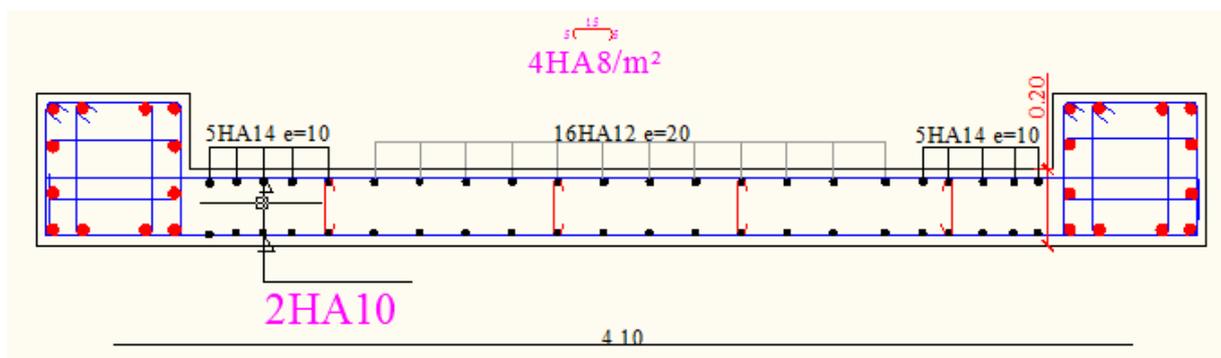


Figure V.3. Schéma de ferrailage des voiles

VI. Introduction

Les fondations sont constituées par la partie inférieure de la structure qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de l'immeuble. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure.

avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois paramètres suivants :

- Contrainte de rupture du sol.
- Contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bars}$

VI.1. Les types des fondations

- **Fondations superficielles** : On appelle fondation superficielle ; toutes fondations dont l'encastrement **D** dans le sol ne dépasse pas quatre (**04**) fois la largeur **B** (cote la plus petite de la semelle)

Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain, capables de supporter l'ouvrage (bon sol) se trouvent à une faible profondeur.

- **Fondations profondes**

IL arrive des fois que le sol en surface soit formé de couches compressibles, dont la capacité portante est faible alors que les couches sous adjacentes sont résistantes, on est donc obligé de fonder l'ouvrage sur cette couche résistante (substratum).

Pour atteindre cette couche on réalise soit des puits (fondations peu profond) soit des pieux

pour lesquels le rapport : $\frac{D}{B} > 10$

VI.2. Choix de système de fondation

Le choix du système de fondation est en fonction du type de la superstructure, ainsi que des caractéristiques topographiques et géotechniques. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité totale de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.
- Réalisation et conception économique.

Donc pour des raisons économiques on doit vérifier tous les types de fondations superficielles, notre premier pas sera dirigé à vérifier la position des semelles isolées pour les poteaux et semelles continue pour les voiles.

VI.3. Semelle isolée sous poteau

VI.3.1. Prédimensionnement

Pour assurer la validité d'une semelle isolée on choisit le poteau le plus sollicité :

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{tot}}{S_b} < 50 \%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_s = KN; \bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bars} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_1 \geq \frac{35637.36}{180} = 197.99 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est $S_{bat} = 380.44 \text{ m}^2$.

Vérification

$$\frac{S_{tot}}{S_b} = \frac{197.99}{380.44} = 0.52 = 52\% > 50 \%$$

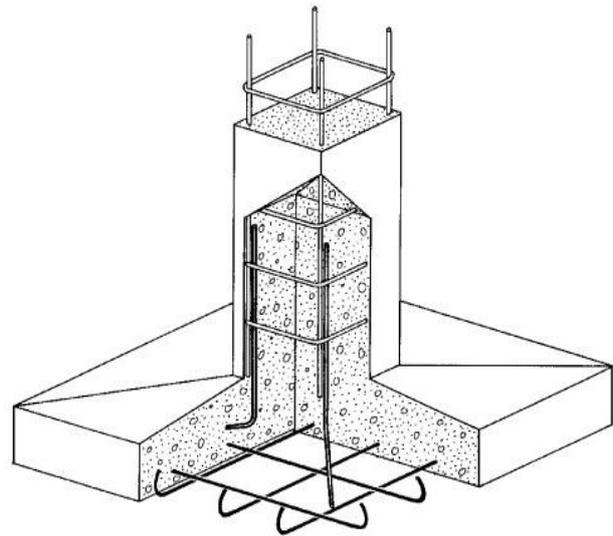


Figure VI.1. Semelle isolée

- **Conclusion**

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, celle nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

VI.4. Etude du radier

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.4.1. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis

VI.4.2. Surface du radier

La surface du radier \leq surface du bâtiment $\implies 197.99m^2 \leq 380.44m^2$

VI.4.3. Pré dimensionnement du radier

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.05m$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $58.75 \text{ cm} < h_r < 94 \text{ cm}$

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164.19 \text{ MPa}$ (module de young du béton)

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 kN/m^3

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre

I : Inertie de la section transversale du radier

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 4.70^4}{32164.19 \times 10^3 \times 3.14^4}} \Rightarrow h_r \geq 70 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{35637.36 \times 1}{197.99} = 197.99 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{197.99 \times 4.7}{2} = 465.28 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{465.28}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10} = 20.68 \text{ cm.}$$

- **Condition de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

- **Sous voiles**

$N_{u,voil} = 5012.72 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

On obtient : $3h^2 + 6h - 5012.72 = 0$ D'où :

$$h \geq 39.88 \text{ cm}$$

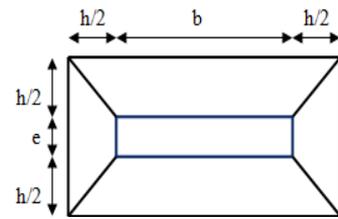


Figure V.2 : Schéma de transmission des charges sous voiles

- **Sous poteaux**

$N_{u,pot} = 2577.11 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.45 + h) = (1.8 + 4h) \text{ m}$$

On obtient : $3h^2 + 1.5h - 2577.11 = 0$

$$\text{D'où : } h \geq 35 \text{ cm}$$

- **Conclusion**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier : **H= 0.80 m**

VI.5. Calcul des sollicitations

$$G_{\text{Superstructure}} = 22187.79 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 3789.23 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.80 \times 197.99 = 3959.8 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 380.44 \times 2.5 = 951.1 \text{ kN}$$

- **Les combinaisons de calcul**

$$N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 35637.36 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 25977.02 \text{ kN}$$

- **Vérification de la surface de radier**

$$\text{- ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 148.86 \text{ m}^2$$

$$\text{- ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 144.32 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface d'emprise du bloc ($S_{\text{bloc}} = 380.44 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimal de radier donc la condition est vérifiée pas besoin de débord.

VI.6. Caractéristique géométrique du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 8.78 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.46 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 11.9 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 8.11 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |11.90 - 8.78| = 3.12 \text{ m}$$

$$e_y = |8.11 - 8.38| = 0.27 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie**

Le moment d'inertie de radier se calcule comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 8306.6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 17541.5 \text{ m}^4$$

VI.6.1. Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\frac{M_s}{M_r} > 1.5$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule

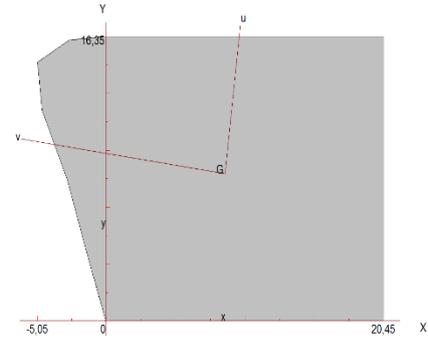


Figure VI.3. Centre de gravité

s suivante : $M_r = M_0 + V \times h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre 4

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est 10%H

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

W_i avec $W_i = WGi + \beta WQi$

$W_{tot} = W_{infr} + w_{super}$

$w_{super} = G_{sup} + 0.2 Q_{sup}$

$W_{infra} = G_{radier} + 0.2 Q_{radier}$

$M_{Sta,x} = w \times b_x = 26413.456 \times 13.74 = 362920.88 \text{ kN.m}$

$M_{Sta,y} = W \times b_y = 26413.456 \times 8.24 = 217646.87 \text{ KN.m}$

Et :

$$M_{Ren,x} = 27856,7273 + 1895,19 \times 2.5 = 32594.724 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 47794,6888 + 1916,38 \times 2.5 = 52585.65 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 11.13 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 4.13 > 1.5$$

- **Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma ZS$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 26413.456 \text{ kN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 0.80m

S : surface de radier = $S_{\text{Batiment}} = 380.44 \text{ m}^2$

D'où : $W = 19355,43 > 1.5 \times 10 \times 0.80 \times 380.44 = 4565.28 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

VI.7.1. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA

D'après le RPA le radier est stable si

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales

M : Moment globale de la structure

N : Effort normal globale de la structure

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	5353.39	6046,9	7177.42	7871.31
M_{stru} (kN.m)	6008.063	23248.498	8582.364	25822.79
e (m)	1.12	3.84	1.19	3.23
l/4 (m)	6.4125	4.08	6.4125	4.08
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.7.2. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

- **Vérification du renversement**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure

I : moment d'inertie du radier

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI .2 : Vérification de renversement

	0.8G + E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	5353.39	6046,9	7177.42	7871.31
M (kN. m)	6008.063	23248.498	8582.364	25822.79
V (m)	8.78	8.46	8.78	8.46
I (m⁴)	8306.6	17541.5	8306.6	1754.5
S (m²)	380.44	380.44	380.44	380.44
σ_1 (kN/m²)	20.42	17.02	27.93	145.20
σ_2 (kN/m²)	169.52	6.82	18.86	-103.82
σ_{moy} (kN/m²)	57.69	14.47	25.66	134.85
σ_{adm} (kN/m²)	180	180	180	180
$1.5\sigma_{\text{adm}}$ (kN/m²)	270	270	270	270
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.8. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

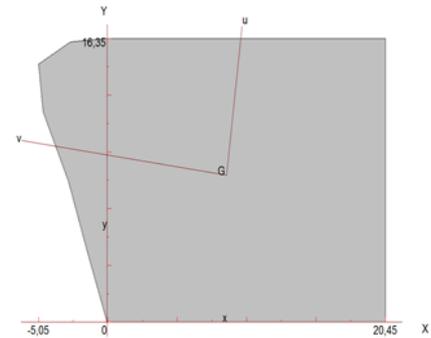


Figure VI.4 .Le panneau le plus sollicité

- **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : La petite portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 4.1m$$

$$L_y = 4.7 m$$

Donc : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{4.7} = 0.87$ donc le panneau porte dans les deux sens

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Dans le sens de la petite portée :

- En travée : $M_{tx} = 0.75M_x$
- En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x$

Dans le sens de la grande portée :

- En travée : $M_{ty} = 0.75M_y$
- En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x$

• **Evaluation des Charges et Surcharges**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{35637.36}{380.44} = 93.67 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{25977.02}{830.44} = 31.28 \text{ kN/m}^2$$

l'ELU

- $M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0486 \times 93.67 \times 4.7^2 = 100.56 \text{ kN.m}$
- $M_y = \mu_y M_x = 0.7244 \times 100.56 = 72.84 \text{ kN.m}$

l'ELS

- $M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0556 \times 93.67 \times 4.7^2 = 115.05 \text{ kN.m}$
- $M_y = \mu_y M_x = 0.8024 \times 115.05 = 92.31 \text{ kN.m}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.3. Récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	$M_x (\text{kN.m})$	$M_{tx} (\text{kN.m})$	$M_{ax} (\text{kN.m})$	$M_y (\text{kN.m})$	$M_{ty} (\text{kN.m})$	$M_{ay} (\text{kN.m})$
ELU	100.56	75.42	50.28	72.84	54.63	-36.42
ELS	115.05	86.29	57.56	92.31	69.23	-46.15

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 0.9h = 72 \text{ cm.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	Z(cm)	As(cm ²)	A_{min}^2)	choix	A_s adopté (cm ²)
Sens XX	Travée	75.42	0,0102	Cv	71,5	3,03	6.80	5HA16	10.05
	Appuis	50.28	0,0068	Cv	71,70	2,01	6.80	5HA16	10.05
Sens YY	Travée	54.63	0,0074	Cv	71,67	2,19	6.40	5HA16	10.05
	Appuis	-36.42	0,0049	Cv	71,7	1,46	6.40	5HA16	10.05

NB : La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \quad \text{Et dans le sens yy est : } A_{\min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

- **Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

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

Tableau VI.5. Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Appuis	XX	86.29	13,30	597858,99	1,92	127,08	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	69.23	13,30	597858,99	1,54	101,95	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	XX	57.56	13,30	597858,99	1,28	84,77	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	46.15	13,30	597858,99	1,03	67,96	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VI.8.1. Schéma de ferrailage du radier

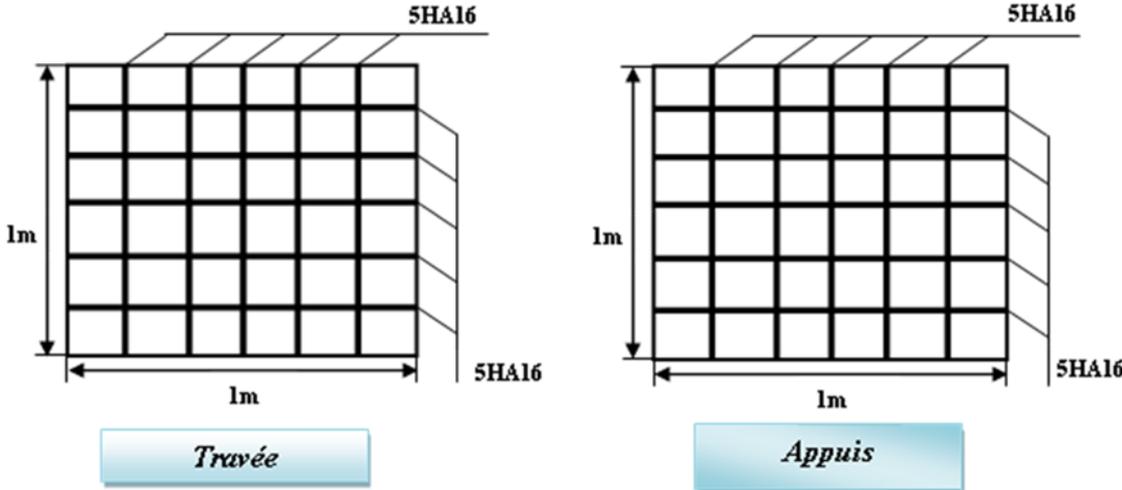


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

Annexes

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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		

Annexe 3

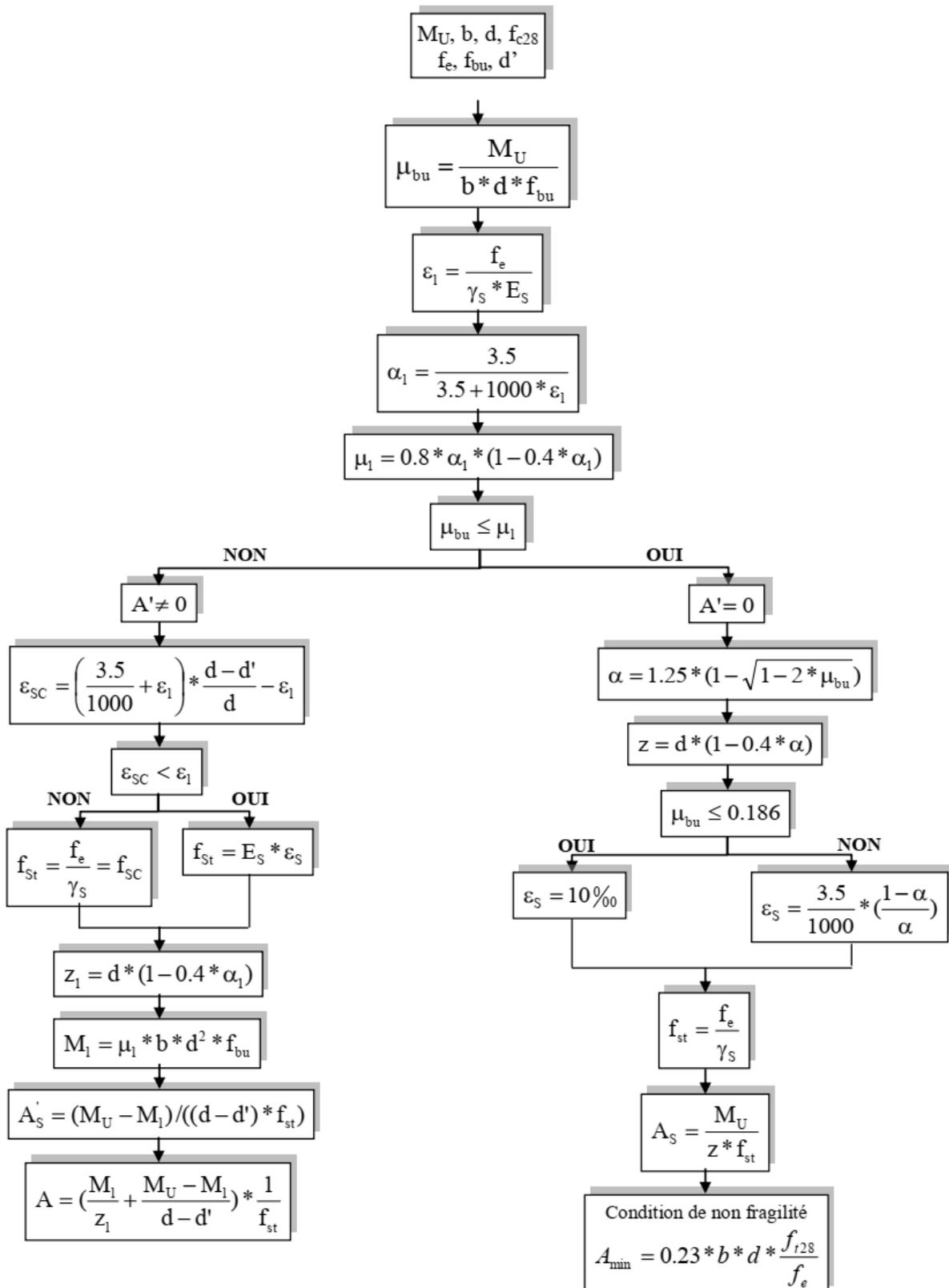
SECTION RÉELLES D'ARMATURES
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	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

Annexe 4

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 5

L.E.C BEJAIA
Société Civile Professionnelle d'Ingénierie
LABORATOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION

Date : 05.08.2015
Envoi n° : 067/LEC/2015

RESULTATS PRELIMINAIRES

A Mr: AREZKI MOURAD AKBOU

Opération : *Etude de Sol*

Projet : P.IMMO A TAZMALT

Monsieur,

Faisant suite à votre commande, nous avons l'honneur de vous communiquer les renseignements préliminaires nécessaires à l'entame des calculs du projet cité en objet.

Le projet consiste en la réalisation de (04) immeubles en R+11 à usage d'habitation à Tazmalt.

L'assiette d'assise se trouve à quelques centaines de mètres à l'Est du siège de la CNAS de Tazmalt. Elle est sur un terrain en légère pente, nu de toute construction à vocation agricole (oliveraie).

Nous avons donc effectué des sondages pénétrométriques dans le terrain afin d'apprécier la portance de celui ci et discerner éventuels remblais et le substratum.

Les essais pénétrométriques ont révélé des sols de bonne à très bonne compacité et une homogénéité verticale et horizontale du terrain vis-à-vis de sa résistance.

Les sols sont dominés par des limons argileux très graveleux avec passage de galets et pierres (alluvions) plus ou moins grandes d'origine dolomitique.

A cet effet, on préconise :

- ✓ Le taux de travail dans le terrain est estimé à 2.20 bars.
- ✓ L'ancrage des blocs doit être à au moins 3^m de la surface du sol (hauteur des blocs avoisine 36^m).
- ✓ Les caractéristiques mécaniques jusqu'à -5^m de profondeur : $C = 0.38 \text{ bar}$ et $\phi = 25^\circ$.

L'étude complète du sol, vous sera transmise incessamment.

Nos salutations.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.