



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
قسم الهندسة المدنية و المعمارية
Département Génie Civil et architecture



N° d'ordre : M...../GC/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

MASTER ACADIMIQUE

Année universitaire : 2018/2019

Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Thème

Etude sismique d'un hôtel multifonctionnel

Présenté par :

- REZALI Yacine

Soutenu le 26 / 06 / 2019 devant le jury composé de :

Président : MEHALLA TEWFIK

Examinatrice : DJILALI NACERA

Encadreur : M^{me} ZELLAT KAOUTER.

Année universitaire : 2018/2019

REMERCIEMENT

Je tiens tout d'abord à remercier le bon dieu de m'avoir guidé et donné la force et la volonté pour atteindre mon objectif.

Je tiens à remercier tous ceux et celles qui de loin ou de près ont contribué à finaliser ce modeste travail que j'espère qu'il sera à la hauteur.

Je tiens à remercier sincèrement madame **ZELLAT Kaoutar** qui, en tant qu'encadrante, elle était toujours à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'elle a bien voulu me consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Ces remerciements vont tout d'abord au corps professoral et administratif de la Faculté des Sciences et de la technologie de l'université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Un grand merci à **Mr BENSOUA Mohamed** pour ses aides durant tout le cursus.

Je n'oublie pas mes parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

REZALI YACINE

DEDICACE

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie

Du fond du cœur à ceux que j'aime et que je remercie en exprimant

La gratitude et la reconnaissance durant toute mon existence.

Je dédie ce modeste travail à :

Ma grande mère « ISSAD DJOHER »

Mon grand père « REZALI SENOUCI »

Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me

Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis

D'arriver à ce stade d'éducation.

Je le dédie aussi à :

Mes frères et sœurs,

Ma chère tante

A tous qui ont su être à mes côtés dans les moments difficiles sans lesquels je n'aurais pas abouti à ce stade d'études, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse l'honorer.

REZALI Yacine

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I Présentation du projet.	
I.1 Introduction	03
I.2 Présentation et implantation du projet.....	03
I.3 Les données géométriques	03
I.4 Caractéristiques du sol	03
I.5 Les données structurelles	04
I.6 Définition des matériaux.....	05
I.6.1 Le béton :.....	05
I.6.2 Les armatures.....	05
I.7 Règlement et norme utilisé	05
I.8 conclusion	05
Chapitre II Pré-dimensionnements et descentes des charges.	
II .1.Introduction.....	06
II .2.Les poutres.....	06
II .3.Murs.....	07
II .4.Les planchers.....	
II .4.1.Plancher à dalle pleine.....	08
II.4.2 .Plancher à corps creux.....	09
II .4.3.Les charges des différents planchers	10
II .6.Les poteaux.....	
II.6.1.Exemple Calcul de la section du poteau le plus défavorable	12
a)-Application de la loi de dégression.....	14
II .7.Les voiles.....	19
Chapitre III Etude des éléments secondaires	
III .1.Introduction.....	21
III .2.Étude des escaliers.....	21
III .3.Etude de la poutre brisé.....	29
III .4.La dalle de compression.....	33
III .5.Etude du plancher dalle pleine.	34

III .6.Etude de la console et du contrepoids.....	40
III .7.Etude du Plancher à corps creux	42
III .8.Etude de l'acrotère.....	48
III .9.Etude de l'ascenseur.....	52
Chapitre IV Etude sismique	
IV.1.Introduction.....	59
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	59
IV.3.Détermination des paramètres des combinaisons d'action	59
IV.4.Choix de la méthode de calcul.....	59
IV.5.Vérification des conditions d'application.....	59
IV.6.Les méthodes dynamiques.....	67
IV.7.Conclusion.....	77
Chapitres V Etude des éléments résistants	
V .1.Introduction.....	78
V .2.Etude Des Poutres.....	78
V .3.Etude Des Voiles.....	85
V .4.Etude Des Poteaux.....	91
V .5.Conclusion.....	103
CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure	
VI.1.Introduction.....	104
VI.2. Choix du type de fondation.....	104
VI.3. Etude des fondations.....	104
3.1. Vérification des semelles isolées.....	104
3.2 Vérification des semelles filantes.....	105
3.3. Vérification du Radier général.....	106
3.4. Ferrailage du radier.....	111
3.5. Ferrailage de débord.....	114
3.6.Calcul de Ferrailage de la nervure.....	115
VI.4.Etude des voiles périphériques	119
VI.5.Conclusion.....	124
Conclusion générale	125

LISTE DES FIGURES

Figure. II. 1 vue en plan des poutres principales.....	06
Figure. II. 2.Coupe verticale des poutres secondaires.....	07
Figure II. 3.Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	09
Figure II. 4.Dessin d'un plancher à corps creux.....	09
Figure II. 5.Nervure du plancher a corps creux.....	10
Figure II. 6.Dimensions adoptées pour les poutrelles.....	10
Figure II. 7. Disposition des poteaux étudiée.....	12
Figure II. 8.section afférente du poteau le plus sollicité.....	13
Figure II. 9.Section réduite du poteau.....	13
Figure.III. 1.Schéma d'un escalier.....	21
Figure.III.2. Schéma de ferrailage du 1 ^{er} et 3 ^{eme} volée.....	27
Figure.III. 3 . Schéma statique de la volée (II).....	27
Figure.III. 4. Schéma de ferrailage du 2 ^{eme} volée.....	28
Figure.III.. 5. Poutre brisée.....	29
Figure.III. 6.Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appui.....	33
Figure.III. 7.Dessin de ferrailage de la poutre brisée en travée.....	33
Figure.III. 8.Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	34
Figure.III.9.Schéma de calcul de la dalle pleine du sous-sol.....	34
Figure.III. 10. le ferrailage de la dalle pleine du 1 ^{er} sous-sol.....	39
Figure.III. 11.le ferrailage de la dalle pleine du contrepoids.....	39
Figure.III.12.schéma de la console.....	40
Figure.III. 13. Schéma de ferrailage du conso.....	42
Figure.III.14.chargement des poutrelles.....	44
Figure.III.15.Dimensions de la poutrelle étudiée.....	45
Figure.III. 16.Schéma de ferrailage des poutrelles pour les deux blocs.....	47
Figure.III. 17. Schéma statique.....	48
Figure.III. 18. Dimension de l'acrotère.....	49
Figure.III.19: section de calcul.....	52
Figure.III.20: coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure.III.21: Cage d'ascenseur.....	53

Figure.III.22. L'ascenseur	55
Figure.III.23: Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	58
Figure IV.1. Vue en plan représentant le centre de gravité.....	66
Figure IV.2. Spectre de réponse.....	67
Figure . IV.3. Dispositions des voiles.....	68
Figure . IV.4. Les modes de déformation pour le R+6	69
Figure . IV.5. Les modes de déformation pour le R+12	70
Figure . IV.6.la largeur du joint sismique entre les deux blocs.....	77
Figure. V.1. Dessin de ferrailage de la poutre principale en appui.....	81
Figure. V.2. Dessin de ferrailage de la poutre principale en travée.....	82
Figure V.3. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	82
Figure. V.4. Dimensions à respecter par les poutres.....	85
Figure. V.5. Schéma de ferrailage du voile	90
Figure. V. 6. Schéma de la zone nodale.....	92
Figure. V.7. Direction des moments et de l'effort dans un poteau.....	93
Figure.VI .1.Semelle isolée.....	105
Figure.VI.2 : Semelle filante.....	105
Figure.VI.3. Schéma de ferrailage du radier.....	114
Figure. VI.4: Schéma statique du débord.....	114
Figure. VI.5. : Section à ferrailer.....	115
Figure VI.6.Schémas de ferrailage des nervures en travée.....	118
Figure VI.7.Schémas de ferrailage des nervures en appuis.....	119
Figure VI.8: Les contraintes appliquées sur le mur.....	120
Figure VI. 9: Schéma statique du voile périphérique.....	120
Figure VI. 10 : Section de calcule en travée.....	121
Figure VI. 11 : Section de calcul en appuis.....	122
Figure. VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	124

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1.les données géométriques pour les deux blocs.....	03
Tableau II. 1:Charge permanente des murs extérieurs.....	08
Tableau II. 2 : Charge permanente des cloisons intérieures.....	08
Tableau II. 3:Charge de la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux.....	11
Tableau II. 4: Charge de la terrasse inaccessible due aux plancher dalle pleine.....	11
Tableau II. 5 : Charges due aux planchers à corps creux du niveau courant.....	11
Tableau II. 6: Charges due aux planchers à dalle pleine du Sous/sol.....	12
Tableau II.7: Les charges et les surcharges pour R+12.....	13
Tableau II. 8: Les charges et les surcharges pour R+6.....	13
Tableau II. 9: La dégression des charges pour R+12.....	14
Tableau II. 10: La dégression des charges pour R+6.....	15
Tableau II. 11 : Valeurs cumulées des charges et surcharges pour R+12.....	16
Tableau II. 12 : Valeurs cumulées des charges et surcharges R+6.....	17
Tableau II. 13 : Vérification de RPA et de flambement pour R+12 :.....	17
Tableau II. 14:Vérification de RPA et de flambement pour R+6:.....	18
Tableau II. 15: dimensionnement des poteaux de périphérique et de coin pour R+12.....	18
Tableau II. 16: dimensionnement des poteaux de périphérique et de coin pour R+6.....	19
Tableau II.17: dimensionnement des voiles.....	20
Tableau III. 1.Les charges du palier.....	22
Tableau III.2: Les charge du volé.....	22
Tableau.III. 3.Calcul a L'état limite ultime et service du 1 ^{er} et 3 ^{eme} volées	24
Tableau.III. 4 Calcul a L'état limite ultime et service du 2 ^{eme} volée	30
Tableau III.5 Récapitulatif des moments.....	34
Tableau.III.6.Les charges de la dalle pleine.....	38
Tableau.III.7.Ferraillage de la dalle pleine en travée.....	38
Tableau III.8 de ferraillage et choix des armatures de répartitions.....	39
Tableau.III.9.Ferraillage de la dalle pleine de type 1-B en appuis.....	39
Tableau.III.10.Armature de répartitions de la dalle pleine de type 1-B en appuis.....	43
Tableau III.11.chargement des poutrelles pour R+12.....	43
Tableau III.12.chargement des poutrelles pour R+6.....	43

Tableau.III. 13.Rapport de longueurs de travées.....	54
Tableau.III. 14. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	56
Tableau.III. 15.Ferrailage de dalle de l'ascenseur.....	56
Tableau.III. 16. Résultats de calcul des contraintes.....	58
Tableau.IV.1.Valeurs des pénalités P_q	62
Tableau.IV.2.caractéristiques géométriques du R+6.....	63
Tableau.IV.3.caractéristiques géométriques du R+12.....	63
Tableau.IV.4. Période et taux de participation pour le R+6.....	65
Tableau.IV.5. Période et taux de participation R+12+ 2ssols	65
Tableau.IV.6. Charges verticales reprises par les portiques et voiles pour R+12.....	68
Tableau.IV.7. Charges verticales reprises par les portiques et voiles pour R+12.....	69
Tableau.IV.8. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles pour R+6.....	71
Tableau.IV.9. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles pour R+12.....	71
Tableau.IV.10.résultante des forces sismiques pour R+6.....	72
Tableau.IV.11.résultante des forces sismiques pour R+12.....	72
Tableau.IV.12.Vérification des déplacements relatifs pour R+6.....	73
Tableau.IV.13.Vérification des déplacements relatifs pour R+12.....	73
Tableau.IV.14.Vérification l effet $P-\Delta$ pour r+6.....	74
Tableau.IV.15.Vérification l effet $P-\Delta$ pour r+12+2ssol.....	74
Tableau V.1.Calcul des sections d'armatures longitudinales pour R+6.....	83
Tableau. V.2.Calcul des sections d'armatures longitudinales pour R+12.....	83
Tableau. V.3.Vérification de la contrainte tangentielle pour R+6.....	83
Tableau. V.4.Vérification de la contrainte tangentielle pour R+12.....	83
Tableau. V.5.Vérification des contraintes de compression du béton pour R+6.....	84
Tableau. V.6.Vérification des contraintes de compression du béton pour R+12.....	84
Tableau. V.7.Récapitulatif ferrailage des voiles.....	90
Tableau. V.8.Vérification de la résistance des voiles a l'effort tranchant.....	90
Tableau. V.9.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	92
Tableau. V.10.Récapitulatif des sollicitations de la structure pour R+12.....	93
Tableau. V.11.Récapitulatif des sollicitations de la structure pour R+6.....	94
Tableau. V.12.Sollicitation pour R+12.....	95
Tableau V.13.Sollicitation pour R+6.....	96
Tableau. V.14.Les armatures longitudinales min et max pour R+12.....	96

Tableau. V.15.Les armatures longitudinales min et max pour R+6.....	97
Tableau. V.16.Vérification des poteaux sous sollicitation normales pour R+12.....	98
Tableau. V.17.Vérification des poteaux sous sollicitation normales pour R+6.....	99
Tableau. V.18.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	100
Tableau. V.19.Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement.....	101
Tableau. V.20.Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement.....	101
Tableau. V.21.Récapitulatif du ferrailage des poteaux pour R+12.....	102
Tableau. V.22.Récapitulatif du ferrailage des poteaux pour R+6.....	102
Tableau VI .1. Vérification de la contrainte dans le sol pour R+12	109
Tableau VI .2. Vérification de la contrainte dans le sol pour R+6	109
Tableau VI .3. Ferrailage de la dalle du radier.....	113
Tableau VI.4.Vérification de contraintes tangentielle.....	113
Tableau VI.5.Vérification des contraintes dans l'acier.....	114
Tableau VI.6 : Résumé des résultats (ferrailage de débord).....	115
Tableau VI. 7: Récapitulatif des moments.....	121

LISTE DES SYMBOLES

A_s	: Air d'une section.
A_t	: Air d'acier transversal.
A_l	: Air d'acier longitudinal.
A_D	: Air diagonale.
B	: Section du béton.
E	: Module d'élasticité longitudinal.
E_i	: Module de déformation longitudinale du béton.
E_{fj}	: Module de déformation sous fluage.
E	: Séisme.
E_b	: Module de déformation différée (E_{ij} pour chargement appliquée à l'âge de j jours).
E_s	: Module d'élasticité d'acier.
F	: Force ou action en général.
G	: Module d'élasticité transversale.
I	: Moment d'inertie.
J	: Moment d'inertie de torsion.
L	: Longueur de portée.
M	: Moment en générale (de flexion le plus souvent).
M_G	: Moment fléchissant développée par les charges permanentes.
M_Q	: Moment fléchissant développée par les actions variables.
M_U	: Moment de calcul ultime.
M_{ser}	: Moment de calcul de service.
N	: Effort normale.
P	: Action (de pesanteur) pouvant comprendre une partie permanente et une partie variable.
Q	: Action variable.
S	: Moment statique.
S_n	: Neige.
V_u	: Effort tranchant.
a	: Une dimension (en générale longitudinale).
b	: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur).
b_0	: Epaisseur brute de l'âme d'une poutre.
e	: Epaisseur du refend.
D_g	: Grosseur du granulats.
d	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus comprimée.
d'	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus tendu.
e_0	: Excentricité d'une résultante ou d'un effort normal.
f	: Résistance d'un matériau (flèche).
F_e	: Limite d'élasticité d'acier.
F_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de j jours.
F_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de j jours.
F_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de 28 jours.
F_{T28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de 28 jours.
S_t	: Espacement des aciers.
σ_{bc}	: Contrainte de calcul du béton.
σ_s	: Contrainte de l'acier tendu.
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
ρ	: Pourcentage d'armatures.
u	: Périmètre.
η	: Coefficient d'équivalence.
τ	: Contrainte tangente.

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.
 ν : Coefficient de poisson.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment en appuis.
 L_f : Longueur de flambement.
 i : Rayon de giration.
 K : Coefficient en générale.
 ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
 ξ_s : Allongement relatif de l'acier.
 Σ : Sommation.
 ϕ : Diamètre nominale d'une armature.
 Ω : Aire.
 U : Ultime.
 g : Centre de gravité du granulat.
 ser : Service.

المخلص

يشير التحليل المتعمق للمنشآت (البنائيات) المتأثرة بالزلازل إلى عدة أسباب، والتي غالبا ما تكون سوء البناء أو سوء عملية التنفيذ. ولهذا، يجب ألا نكون راضين لتطبيق اللوائح فقط، ولكن لابد من فهم العوامل التي تحدد السلوك الديناميكي للهيكل للتنبؤ بشكل أفضل باستجابته الزلزالية عند مستوى معين من التسارع. لهذا الغرض، توصي الدراسات واللوائح المختلفة بأنظمة تقوية مختلفة مصممة لتقليل الحركة وتقليل خطر التواء ومنع تلف الهيكل مع ضمان تبديد الجهود بشكل جيد. المشروع الموكول إلينا هو دراسة فندق متكون من طابقين سفليين +طابق ارضي +12 طابق) مدعم بنظام مختلط (أشعة + جسور). في دراستنا، بالإضافة إلى الحسابات الثابتة، سنهتم بالبحث عن سلوك ديناميكي جيد من خلال أحكام مختلفة من أشعة التدعيم.

بمجرد الاحتفاظ بالترتيب الصحيح، يخضع الهيكل لطيف حساب لائحة الفقرة الزلزالية الجزائرية (RPA 99/V2003)

سيتم حساب إجابته باستخدام برنامج ETABS .

لاستنتاج حساب تعزيز العناصر الرئيسية بالإضافة إلى نوع الأساس المناسب. تشير النتائج التي تم الحصول عليها في هذا

العمل إلى أن تعزيز العناصر الهيكلية يعتمد بشكل أساسي على موقع الزرع واستخدام الهيكل وروعته، والمنطقة الزلزالية .

الكلمات المفتاحية: التحليل الزلزالي، الرافدة، العمود، الخرسانة المسلحة ، الشراع.

Résumé

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné. Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un hôtel en (R+12+ 2sous-sol) contreventé par un système mixte (voiles + portiques). Dans notre étude, en plus des calculs statiques, nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS pour déduire le calcul du ferrailage des éléments principaux ainsi que le type de la fondation appropriée. Les résultats obtenus dans ce travail montrent que le ferrailage des éléments structuraux dépend essentiellement du site d'implantation, l'usage de la structure, son élancement et la zone sismique.

Mots clés : Analyse sismique, béton armé, poteau, portique, poutre, voile.

Abstract

The specialized analysis of the structures affected by the earthquake often refers to the same causes, where the main ones are due to poor design or bad realisation. For this reason, we must not be content to apply only regulations, but it is imperative to understand the factors determining the dynamic behaviour of the structure to better predict its seismic response at a given level of acceleration. Thus, various studies and regulations recommend numerous bracing systems designed to minimize movement and reduce the risk of torsion and prevent the structure from damages while ensuring good dissipation of efforts. The present project is a technical study of a high hotel (R + 12 stories + 2 under floor) braced by a mixed system (shells + crossbeams). In our study, in addition to the static calculations, we will be interested to the search of a good dynamic behaviour by various provisions of the bracing shells. Once the right arrangement is retained, the structure is subjected to a seismic response spectrum get from the Algerian As seismic Regulation (RPA99 / version2003). The structure response will be calculated using the ETABS software to deduce the reinforcement of the main elements as well as the type of the appropriate foundation. The results obtained in this work show that the reinforcement of the structural elements depends essentially on the implantation site, the use of the structure, its height and the seismic zone.

Key words: Seismic analysis, reinforced concrete, column, crossbeam, beam, shell.

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment doit offrir au delà du confort et de l'esthétique la sécurité (le plus important) où la stabilité de l'ouvrage est assurée ainsi qu'une bonne économie où les coûts du projet (les dépenses) sont minimisés.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation de tels projets c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples : la Souplesse d'utilisation, la durabilité (duré de vie) et la résistance au feu.

Dans ce mémoire une étude technique détaillée d'une structure élancée a été établie. L'étude a été faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS, le travail est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments (structuraux et non structuraux).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux.

- Le 4^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique de la structure, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Le dernier chapitre présente l'étude des fondations, voiles périphériques suivie par une conclusion générale.



CHAPITRE I
Présentation du projet

Chapitre I Présentation du projet.

I.1 Introduction

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle.

Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante.

I.2 Présentation et implantation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un hôtel à usage multiple (habitation et commerces avec parking intégré). Sa structure contient 2 blocs, bloc 1 comprenant un rez de chaussée, 12 étages et 2 sous-sol et le bloc 2 comprend seulement un rez de chaussée et 6 étages.

Le projet est situé au niveau de la commune de SIDI LAKHDAR wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIb) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/v2003), il est de grande importance dont le groupe d'usage est 1B .

I.3 Les données géométriques

Les dimensions de la structure étudiée sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1:Dimensions de la structure

	Bloc 1(R+12+2ssol)	Bloc 2 (R+6)
Longueur	40,11m	18,55 m
Largeur	37,20	17,19 m
Hauteur des étages courants	3,4 m.	3,4 m.
Hauteur de RDC	04,08 m	04,08 m
Hauteur de sous-sol	03,06 m	/
Hauteur totale	51,00m	24,48 m

- Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

I.4 Caractéristiques du sol

La structure repose sur un sol dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol: $\sigma_{adm} = 0,8 \text{ bar}$
- L'ancrage minimal des fondations: $D = 2,50 \text{ m}$.
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 18,78^\circ$
- La cohésion apparente : $C = 0,4 \text{ bar}$.

Chapitre I Présentation du projet.

I.5 Les données structurelles

L'ossature est constituée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- a) Les Planchers :

Les planchers de tous les étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée avec un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique à l'exception de la dalle de l'ascenseur et les paliers des escaliers qui sera réalisée en dalle pleine.

- b) Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

- c) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher.

- d) La maçonnerie :

Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles cloisons de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et acoustique. Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- e) Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- f) L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine ; dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine. L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.

- g) Les voiles :

On a deux types de voiles, les voiles de contreventement qui reprennent les charges horizontales, et les voiles périphériques qui résistent à la poussée des terres au niveau des sous sol.

- h) Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- du carrelage de 2 cm pour les planchers courants et les terrasses accessibles
- de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs
- des faux plafonds divers pour les plafonds (bois, métallique, minéral)

- i) Infrastructure : Elle assure les fonctions suivantes

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

Chapitre I Présentation du projet.

I.6 Définition des matériaux :

I.6.1 Le béton :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ CBA93 (Article A.4.5.2)
 $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,2 \text{ MPa}$ CBA93 (Article A.2.1.2.1)
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
 $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
 $E_{sv} = 0,2$, $E_{lu} = 0$ CBA93 (Article A.2.1.3)
Enrobage min=3cm.

I.6.2 Les armatures :

Barres à haute adhérence : FeE 40 ($f_e = 400 \text{ MPa}$) $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$. Ronds
lisses : FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

I.7 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien). [2]
- Le BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4]
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

I.8 conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques dont le calcul doit être fait avec précaution.

CHAPITRE II
Pré-dimensionnements et descentes des
charges

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

II.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et R.P.A 99 V2003 .

II.2. Les poutres

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

1. Les poutres principales

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

2. Les poutres secondaires (Chaînages)

Reliant les portiques entre eux pour ne pas être basculés.

II.2.1. Les poutres principales

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche :

Avec :
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

✓ On a : L = 6,20m

Donc :
$$\begin{cases} \frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10} \\ 41,3 \leq h \leq 62 \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 50 \text{ cm}$$

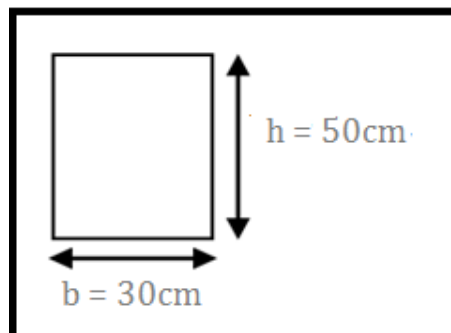


Figure II. 1vue en plan des poutres principales.

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 20 \leq b \leq 40 \end{cases} \rightarrow \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}$$

R.P.A 99 version **2003** :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,5 \leq 4$condition vérifiée.

II.2.2. Les poutres secondaires

Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus petite portée.

h : hauteur de la poutre.

✓ **On a : L = 5,73m**

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{573}{15} \leq h \leq \frac{573}{10} \\ 38,2 \leq h \leq 57,3 \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{et } \begin{cases} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 16 \leq b \leq 32 \end{cases} \rightarrow \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}$$

R.P.A 99 version **2003** :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$ condition vérifiée.

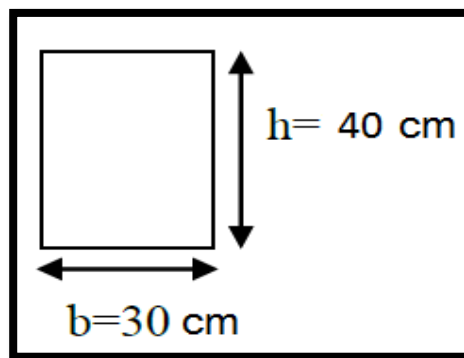


Figure.II. 2.Coupe verticale des poutres secondaires.

II.3. Murs

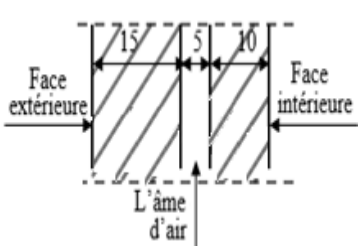
II.3.1. Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

Tableau II. 1:Charge permanente des murs extérieurs.

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

Désignation	P (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	20	0,02	0,40
Enduit intérieur en plâtre	10	0,015	0,15
Brique creuse	8,6	0,25	2,15
Charge permanent G			2,7



II.3.2. Murs intérieurs (simple parois)

Tableau II. 2 : Charge permanente du cloisons intérieurs.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en plâtre	10	0,015	0,15
Brique creuse	8,6	0,10	0,86
Enduit en plâtre	10	0,015	0,15
Charge permanent G			1,16

II.4. Les planchers

Les planchers sont réalisés en deux types :

- **Type 1** : Corps creux et une dalle de compression type (20+5) cm, pour les étages courants.
- **Type 2** : Dalle pleine (16) cm, pour les planchers niveaux sous-sol (parking).

II.4.1. Plancher à dalle pleine

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

L_x : La plus petite portée du panneau de dalle.

L_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

a) Condition de la résistance à la flexion :

$$L_x = 5,73 \text{ m} ; L_y = 6,20 \text{ m}$$

$$\rightarrow \frac{l_x}{l_y} = \frac{573}{620} = 0,92 \rho > 0,4 \rightarrow \text{c'est une dalle qui porte dans les deux sens.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq ed \leq \frac{L_x}{40} \text{ (Pratique BAEL deuxième édition : Page 352)}$$

$$\bullet \rightarrow \frac{573}{50} \leq ed \leq \frac{573}{40} 11,46 \text{ cm} \leq e_d \leq 14,3 \text{ cm} \rightarrow e_d = 13 \text{ cm}$$

b) La condition d'isolation acoustique :

$$\text{Contre les bruits aériens ; } 2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow e_d = 14 \text{ cm.}$$

$$\text{Contre les bruits impacts ; } 2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow e_d = 16 \text{ cm.}$$

c) La condition de la sécurité incendie :

$$e_d = 7 \text{ cm Pour une heure de coupe-feu.}$$

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

$e_a = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

d) Conclusion :

Pour satisfaire aux différentes conditions précédentes on adoptera comme épaisseur Pour la dalle pleine de : $e_a = 16$ cm.

II.4.2. Plancher à corps creux

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduire le poids du plancher.
- ❖ Raison économique.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

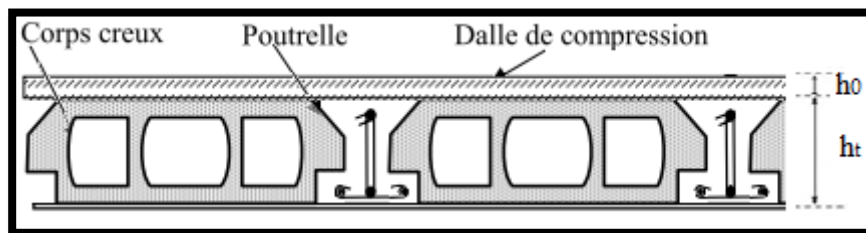


Figure II. 3. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- ❖ h_t : épaisseur total du plancher
- ❖ h_0 : épaisseur de la dalle de compression

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

$$\text{On a: } L = 573 \text{ cm} \Rightarrow \frac{573}{25} \leq h_t \leq \frac{573}{20} \Rightarrow 22,93 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,65 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend : $h_t = 24 \text{ cm} = (20+4) \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.

- $h_t = 20 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

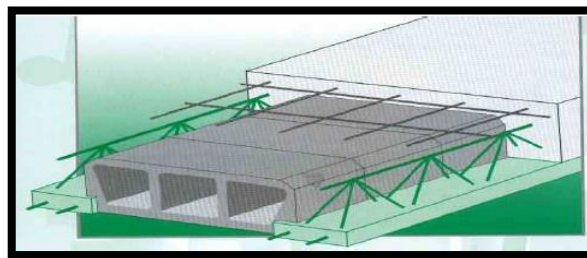


Figure II. 4. Dessin d'un plancher à corps creux.

a. Poutrelles:

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

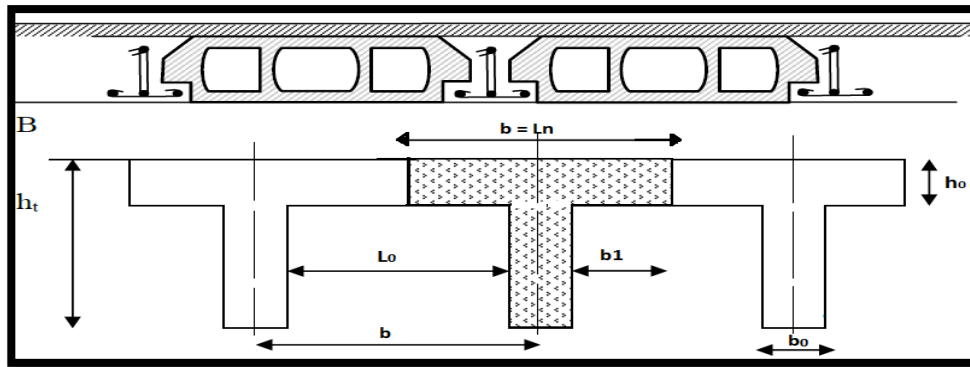


Figure II. 5. Nervure du plancher a corps creux.

D'après les règles du **C.B.A.93**, la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de b_1 :

- $b_1 \geq (Ln - b_0) / 2$
- $b_1 \geq L/10$
- $b_1 \geq (6 \div 8) h_0$

Avec :

- ❖ Ln : la distance entre axes de nervures $\rightarrow b = Ln = 60 \text{ cm}$ (**DTR -B.C.2.2**).
- ❖ L : La portée entre nus d'appuis
- ❖ h_0 : La hauteur de la nervure
- ❖ b_0 : Epaisseur de la nervure.
- ❖ $b_0 = (0.3/0.4)h_t$ et elle est généralement prise a $b_0 = 10 \text{ cm}$
 - $Ln = b = b_0 + 2b_1 = 60 \text{ cm}$
 - $L = 573 - 80 = 493 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \geq (60 - 10) / 2 \\ b_1 \geq \frac{493}{10} \\ b_1 \geq (6 \div 8) 5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b_1 \geq 25 \text{ cm} \\ b_1 \geq 49,3 \text{ cm} \\ b_1 \geq 30 \text{ cm} ; b_1 \geq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = \min (25 \text{ cm} ; 41,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$Ln = 2 b_1 + b_0 = 2(25) + 10 = 60 \text{ cm}$$

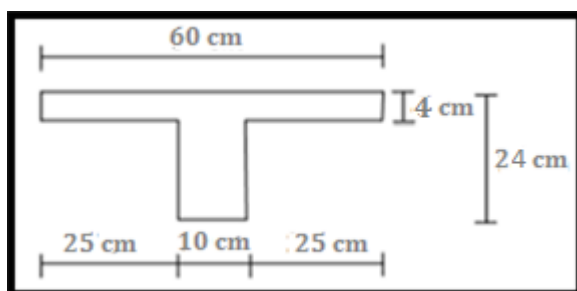


Figure II. 6. Dimensions adoptées pour les poutrelles.

II.5. Les charges des différents planchers

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La charge permanente et la charge d'exploitation de

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

chaque étage sont déterminées à partir de la DTR (document technique réglementaire) « D.T.R.B.C.22 »CHARGE PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION.

II.5.1. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II. 3:Charges de la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux.

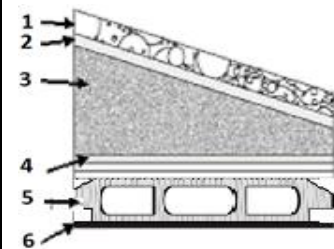

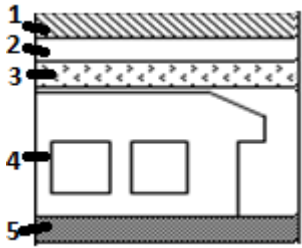
N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2,20	
4	Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (20+4)	/	/	3,30	
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
Charge permanente G				6,83	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m²)

Tableau II. 4: Charge de la terrasse inaccessible due aux plancher dalle pleine.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dalle pleine	25	0,16	4	
2	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
Charge permanent G				4,20	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m²)

II.5.2. Plancher étage courant

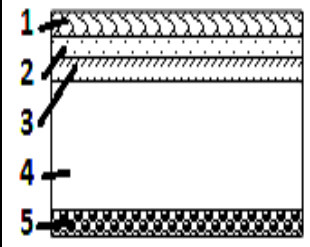
Tableau II. 5 : Charges dues aux planchers à corps creux du niveau courant.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Carrelage	22	0,02	0,44	
2	Mortier de ciment	20	0,02	0,40	
3	Lit de sable	18	0,02	0,36	
4	Dalle en corps creux (20+4)	/	/	3,30	
5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
6	Cloisons intérieures	10	0,1	1,16	
Charge permanente G				5,66	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q (1^{er} étage)				2,50	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q (RDC)				5	(KN/m²)

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

II.5.3. Plancher dalle pleine sous-sol (parking)

Tableau II. 6: Charges due aux planchers à dalle pleine du Sous/sol.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Carrelage	22	0,02	0,44	
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40	
3	Lit de Sable	17	0,02	0,38	
4	Dalle pleine	25	0,16	4	
5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20	
Charge permanente G (sous-sol)				5,42	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q (sous-sol)				2,5	(KN/m ²)

II.6. Les poteaux :

Les dimensions de poteau doivent satisfait aux trois conditions suivantes :

- ✓ Respecter les critères de résistance.
- ✓ Vérifier les conditions de RPA 99.
- ✓ Vérifier les conditions de flambement.

On a étudié 3 types de poteaux :

- Poteau de coin (1 ; A).
- Poteau de périphérique (4 ; A).
- Poteau intermédiaire (4 ; B).

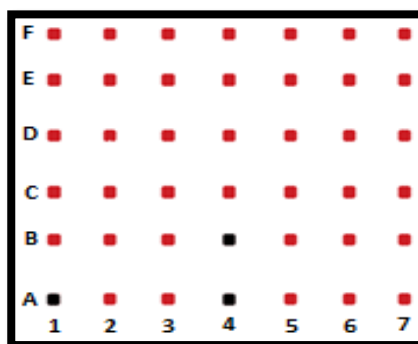


Figure II. 7. Disposition des poteaux étudiés.

II.6.1. Exemple Calcul de la section du poteau le plus défavorable (4 ; B)

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface

$$S_{\text{aff}} = 6,20 * 5,73 = 35,526 \text{m}^2.$$

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

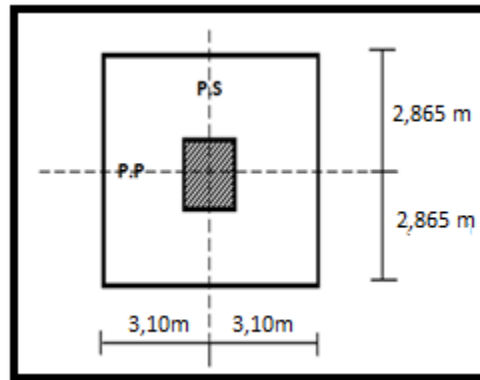


Figure II. 8. Section afférente du poteau le plus sollicité.

Tableau II. 7: Les charges et les surcharges pour R+12.

Niveau	G	Q
Terrasse	6,83	1
Etage courant	5,66	1,5
1 ^{er} étage	5,66	2,5
RDC	5,66	5
Sous-sol	5,42	2,5

Tableau II. 10: Les charges et les surcharges pour R+6.

Niveau	G	Q
Terrasse	6,83	1
1 ^{er} -2e-5e-6e étages	5,66	2,5
RDC-3e-4e étages	5,66	4,00

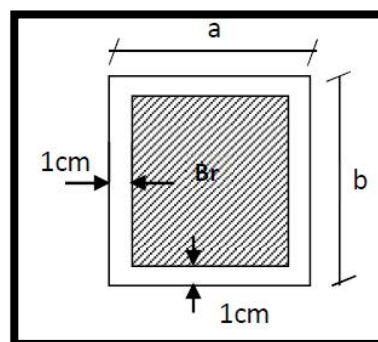


Figure II. 9.Section réduite du poteau.

- ✓ La section du PP (30 ; 50) cm².
- ✓ La section du PS (30 ; 40) cm².

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

a) Critère De Résistance :

$$Br \geq \left(\left[\frac{\beta \cdot Nu}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{\beta r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right)$$

- **Br** : Section nette du béton ; $Br = [(a - 0,02)]$.
- **θ** : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- **σ_{bc}**: Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \eta \cdot b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- **A/Br = 0,9 %** (Mostaganem : zone IIb)
- **β**: Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
- $\beta = 0,85 + 2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1,2$

- **FeE400** $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\eta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,9}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) NuBr \geq 0,6507600 \cdot Nu$$

N_u: la charge verticale à l'ELU, il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

b) Application de la loi de dégression : [DTR 2.2 article IV.6.3]

Soit :

- **Q₀** : la surcharge appliquée à la terrasse.
- **Q_i** : la surcharge appliquée à l'étage numéro (i).

Tableau II. 11: La dégression des charges pour R+12.

I	Niveaux	Formule de calcul Q	Q (KN/m ²)	Formule de calcul G	G (KN/m ²)
0	12 ^{ème} étage	Q ₀	1,00	G _t	6,83
1	11 ^{ème} étage	Q ₀ + Q ₁	2,50	G _t + G _{EC}	12,49
2	10 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,95 (2 Q ₁)	3,85	G _t + 2 G _{EC}	18,15
3	9 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,90 (3 Q ₁)	5,05	G _t + 3 G _{EC}	23,81
4	8 ^{ème} étage	Q ₀ + 0,85 (4 Q ₁)	6,10	G _t + 4 G _{EC}	29,47

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

5	7 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5}(5 Q_1)$	7,00	$G_t + 5 G_{EC}$	35,13
6	6 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6}(6 Q_1)$	7,75	$G_t + 6 G_{EC}$	40,79
7	5 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7}(7 Q_1)$	8,50	$G_t + 7 G_{EC}$	46,45
8	4 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8}(8 Q_1)$	9,25	$G_t + 8 G_{EC}$	52,11
9	3 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9}(9 Q_1)$	10,00	$G_t + 9 G_{EC}$	57,77
10	2 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10}(10 Q_1)$	10,75	$G_t + 10 G_{EC}$	63,43
11	1 ^{er} étage	$Q_0 + \frac{3+11}{2 \times 11}(11 Q_1)$	11,50	$G_t + 11 G_{EC}$	69,09
12	RDC	$Q_0 + \frac{3+12}{2 \times 12}(11 Q_1 + Q_2)$	13,81	$G_t + 12 G_{EC}$	74,75
13	Sous-sol 1	$Q_0 + \frac{3+13}{2 \times 13}(11 Q_1 + Q_2 + Q_3)$	18,65	$G_t + 13 G_{EC}$	80,41
14	Sous-sol 2	$Q_0 + \frac{3+14}{2 \times 14}(11 Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	21,02	$G_t + 13 G_{EC} + G_{SS}$	85,83

Tableau II. 12: La dégression des charges pour R+6

I	Niveaux	Formule de calcul Q	Q (KN/m ²)	Formule de calcul G	G (KN/m ²)
0	6 ^{ème} étage	Q_0	1,00	G_t	6,83
1	5 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	3,50	$G_t + G_{EC}$	12,49
2	4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95 (2 Q_1)$	5,75	$G_t + 2 G_{EC}$	18,15
3	3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90 (3 Q_1)$	9,10	$G_t + 3 G_{EC}$	23,81
4	2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85 (4 Q_1)$	12,05	$G_t + 4 G_{EC}$	29,47
5	1 ^{er} étage	$Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5}(5 Q_1)$	13,40	$G_t + 5 G_{EC}$	35,13
6	RDC	$Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6}(6 Q_1)$	14,50	$G_t + 6 G_{EC}$	40,79

La section du poteau de 2^{ème} sous-sol :

On calcul sous le plancher de 1^{ère} sous-sol (Tableau II.11).

1- Poids de la poutre principale (P.P) :

$$N_{uPP} = (6,20 \times 0,3 \times 0,50 \times 25 \times 1,35) + 439,43 = 470,81 \text{ KN}$$

2- Poids de la poutre secondaire (P.S) :

$$N_{uPS} = (5,43 \times 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1,35) + 307,88 = 329,87 \text{ KN}$$

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

3- Poids du plancher sous-sol 1:

$$N_{uPlch} = (85,83 \times 1,35 + 21,02 \times 1,5) \times 6,20 \times 5,73 = 5236,44 \text{ KN}$$

4- Poids du poteau :

$$N_{uPot} = (3,06 - 0,5) \times 0,95 \times 0,95 \times 25 \times 1,35 + 556,85 = 634,836671,95 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N_u = N_{uPlch} + N_{uPP} + N_{uPS} + N_{uPot} = 6678,80 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Br \geq 0,6507600 \times 6678,8 \rightarrow Br \geq 4346,3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow Br \geq (a-2)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a \geq 68,43 + 2 \rightarrow a \geq 75 \text{ cm}$$

✓ Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003

$$a(\text{RPA}) \geq \sqrt{\left(\frac{N_u}{(25 \times 0,3)}\right) * 10} \geq \sqrt{\left(\frac{6678,8}{(25 \times 0,3)}\right) * 10}$$

$$a(\text{RPA}) \geq 94,32 \text{ cm}$$

Donc on prend : $a = 95 \text{ cm}$ dont un poteau de 2^{ème} sous-sol : $(95 \times 95) \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 95 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow CV \\ 95 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \rightarrow CV \\ 0,25 \leq 1 \leq 4 \rightarrow CV \end{array} \right.$$

✓ Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $l_f = 0,7 l_0$.

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.

On vérifie le poteau du 2^{ème} sous-sol :

i. Calcul du moment d'inertie : $I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{95^4}{12} = 6787552,083 \text{ cm}^4$

ii. Rayon de giration i_x, i_y : $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{6787552,083}{95 \times 95}} = 27,42 \text{ cm}$

iii. Calcul de l'élancement : $\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$

Avec : $l_f = 0,7 \rightarrow l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow l_f = 0,7 \times 3,06 \text{ m} = 2,142 \text{ m}$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{2,142 \times 100}{27,42} = 7,81 < 35 \rightarrow \text{Le flambement est vérifié.}$$

Tableau II. 13 : Valeurs cumulées des charges et surcharges pour R+12.

He (m)	Niveaux	$N_{u pp}$ [KN/m]	$N_{u ps}$ [KN/m]	$N_{u pot}$ [KN/m]	$N_{u plac}$ [KN/m]	N_u [KN/m]	Br [cm ²]	a [cm]	choix
3,40	12 ^{ème}	31,39	21,99	0	380,86	434,24	282,58	18,81	35,00
3,40	11 ^{ème}	62,78	43,98	8,81	732,24	850,99	553,79	25,53	40,00
3,40	10 ^{ème}	94,16	65,97	20,80	1 075,64	1263,43	822,19	30,67	45,00
3,40	9 ^{ème} étage	125,55	87,97	40,62	1 411,04	1672,02	1088,09	34,99	50,00
3,40	8 ^{ème} étage	156,94	109,96	65,09	1 738,45	2077,28	151,81	38,77	55,00

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

3,40	7 ^{ème} étage	188,33	131,95	94,69	2 057,86	2479,68	1613,68	42,17	60,00
3,40	6 ^{ème} étage	219,71	153,94	129,93	2 369,28	2879,72	1874,00	45,29	65,00
3,40	5 ^{ème} étage	251,10	175,93	171,28	2 680,70	3285,87	2138,31	48,24	70,00
3,40	4 ^{ème} étage	282,49	197,92	219,24	2 992,12	3698,63	2406,92	51,06	75,00
3,40	3 ^{ème} étage	313,88	219,92	274,29	3 303,54	4118,48	2680,14	53,77	80,00
3,40	2 ^{ème} étage	345,26	241,91	336,93	3 614,97	4545,92	2958,30	56,39	80,00
3,40	1 ^{ème} étage	376,65	263,90	399,57	3 926,39	4973,36	3236,46	58,89	85,00
4,08	RDC	408,04	285,89	486,87	4 321,07	5508,72	3584,86	61,87	90,00
3,06	Sous-sol 1	439,43	307,88	556,85	4 850,52	6161,53	4009,68	65,32	95,00
3,06	Sous-sol 2	470,81	329,87	634,83	5 236,44	6678,80	4346,30	67,93	95,00

Tableau II. 14 : Valeurs cumulées des charges et surcharges R+6

He (m)	Niveaux	N _u _{pp} [KN/m]	N _u _{ps} [KN/m]	N _u _{pot} [KN/m]	N _u _{planc} [KN/m]	N _u [KN/m]	Br [cm ²]	a [cm]	choix
3,40	6 ^{ème} étage	31,64	21,99	-	383,93	437,56	289,39	19,01	30,00
3,40	5 ^{ème} étage	63,28	43,98	8,81	791,87	907,94	600,48	26,50	35,00
3,40	4 ^{ème} étage	94,92	65,97	20,80	1 186,38	1 368,07	904,80	32,08	45,00
3,40	3 ^{ème} étage	126,56	87,97	40,62	1 639,98	1 895,13	1 253,38	37,40	55,00
3,40	2 ^{ème} étage	158,20	109,96	70,23	2 072,09	2 410,48	1 594,22	41,93	60,00
3,40	1 ^{ème} étage	189,84	131,95	105,46	2 418,26	2 845,51	1 881,93	45,38	65,00
4,08	RDC	221,48	153,94	156,51	2 750,99	3 282,92	2 171,22	48,60	70,00

Tableau II. 15: Vérification de RPA et de flambement pour R+12

		Vérification RPA					
Niveaux	choix	a/b	He/20	a (RPA)		λ	
12 ^{ème} étage	35,00	1	15,3	24,06	CV	23,53	CV
11 ^{ème} étage	40,00	1	15,3	33,62	CV	20,59	CV
10 ^{ème} étage	45,00	1	15,3	40,93	CV	18,30	CV
9 ^{ème} étage	50,00	1	15,3	47,12	CV	16,47	CV
8 ^{ème} étage	55,00	1	15,3	52,54	CV	14,97	CV
7 ^{ème} étage	60,00	1	15,3	57,42	CV	13,72	CV
6 ^{ème} étage	65,00	1	15,3	61,89	CV	12,67	CV
5 ^{ème} étage	70,00	1	15,3	66,12	CV	11,76	CV
4 ^{ème} étage	75,00	1	15,3	70,16	CV	10,98	CV

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

3 ^{ème} étage	80,00	1	15,3	74,04	CV	10,29	CV
2 ^{ème} étage	80,00	1	15,3	77,80	CV	10,29	CV
1 ^{ème} étage	85,00	1	15,3	81,38	CV	9,69	CV
RDC	90,00	1	15,3	85,65	CV	10,98	CV
Sous-sol 1	95,00	1	15,3	90,59	CV	7,80	CV
Sous-sol 2	95,00	1	15,3	94,32	CV	7,80	CV

Tableau II. 16:Verification de RPA et de flambement pour R+6:

Vérification RPA							
Niveaux	choix	a/b	He/20	a (RPA)		λ	
6 ^{ème} étage	30,00	1	20,4	24,15	CV	27,45	CV
5 ^{ème} étage	35,00	1	20,4	34,79	CV	23,53	CV
4 ^{ème} étage	45,00	1	20,4	42,71	CV	18,30	CV
3 ^{ème} étage	55,00	1	20,4	50,27	CV	14,97	CV
2 ^{ème} étage	60,00	1	20,4	56,69	CV	13,72	CV
1 ^{ème} étage	65,00	1	20,4	61,60	CV	12,67	CV
RDC	70,00	1	20,4	66,16	CV	14,12	CV

II.6.2. Les résultats des poteaux de coins et périphériques

Tableau II. 17:Dimensionnement des poteaux périphériques et de coin pour R+12.

He (m)	Niveaux	Poteau de périphérique (4-A)				Poteau de coin (1-A)				
		a [cm]	choix	a (RPA)	λ	a [cm]	choix	a (RPA)	λ	
3,40	12 ^{ème} étage	14,60	30,00	18,03	27,45	11,83	30,00	14,08	27,45	CV
3,40	11 ^{ème} étage	19,70	30,00	25,34	27,45	15,94	30,00	19,95	27,45	CV
3,40	10 ^{ème} étage	23,58	35,00	30,89	23,53	19,05	30,00	24,40	27,45	CV
3,40	9 ^{ème} étage	26,85	40,00	35,56	20,59	21,64	30,00	28,11	27,45	CV
3,40	8 ^{ème} étage	29,73	45,00	39,69	18,30	23,90	35,00	31,34	23,53	CV
3,40	7 ^{ème} étage	32,34	45,00	43,42	18,30	25,96	40,00	34,29	20,59	CV
3,40	6 ^{ème} étage	34,70	50,00	46,81	16,47	27,88	40,00	37,04	20,59	CV
3,40	5 ^{ème} étage	36,95	55,00	50,02	14,97	29,66	45,00	39,59	18,30	CV
3,40	4 ^{ème} étage	39,10	55,00	53,11	14,97	31,38	45,00	42,06	18,30	CV

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

3,40	3 ^{ème} étage	41,14	60,00	56,03	13,72	33,01	50,00	44,39	16,47	CV
3,40	2 ^{ème} étage	43,12	65,00	58,86	12,67	34,60	50,00	46,67	16,47	CV
3,40	1 ^{ème} étage	45,06	65,00	61,63	12,67	36,12	55,00	48,84	14,97	CV
4,08	RDC	47,28	70,00	64,81	14,12	37,88	55,00	51,35	17,97	CV
3,06	Sous-sol 1	49,80	75,00	68,42	9,88	39,75	60,00	54,03	12,35	CV
3,06	Sous-sol 2	51,77	75,00	71,24	9,88	41,28	60,00	56,22	12,35	CV

Tableau II. 18: dimensionnement des poteaux de périphérique et de coin pour R+6.

He (m)	Niveaux	Poteau de périphérique (4-A)				Poteau de coin (1-A)				
		a [cm]	choix	a (RPA)	λ	a [cm]	choix	a (RPA)	λ	
3,40	6 ^{ème} étage	14,74	25,00	18,10	32,94	11,95	25,00	14,12	32,94	CV
3,40	5 ^{ème} étage	20,35	30,00	26,06	27,45	16,35	25,00	20,37	32,94	CV
3,40	4 ^{ème} étage	24,55	35,00	32,02	23,53	19,63	30,00	25,03	27,45	CV
3,40	3 ^{ème} étage	28,50	40,00	37,62	20,59	22,66	35,00	29,34	23,53	CV
3,40	2 ^{ème} étage	31,84	45,00	42,38	18,30	25,28	35,00	33,05	23,53	CV
3,40	1 ^{ème} étage	34,46	50,00	46,09	16,47	27,35	40,00	35,99	20,59	CV
4,08	RDC	36,92	55,00	49,58	17,97	29,31	45,00	38,77	21,96	CV

II.7. Les voiles

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7 des RPA99/Version2003, Les voiles sont réalisés en béton armé.

II.7.1. Voile de contreventement

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles Satisfaisant les conditions suivantes :

$$L \geq 4a \quad \text{et} \quad a \geq h_e / 20$$

Avec :

- L : longueur du voile.
- h_e : hauteur libre d'étage.
- a : épaisseur des voiles (a min =15 cm).

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

- ✓ La structure est implantée à Mostaganem (Zone IIb) :
 - Nombre d'étages ≥ 3 niveaux.
 - La hauteur ≥ 11 m

Chapitre II Prédimensionnements et descentes des charges.

Exemple de calcul :

RDC $h=4,08 \text{ m} \rightarrow a \geq h_e = 4,08 - 0,5/20 \geq 0,179 \text{ m.}$

Ascenseur $h = 4,08 \text{ m} \rightarrow a \geq h_e = 4,08 - 0,5 / 25 \geq 0,143 \text{ m.}$

Tableau II. 8: Dimensions des voiles.

	H (m)	He (m)	he/20 (m)	a (cm)
Etage courant	3,40	2,9	0,145	15
RDC	4,08	3,58	0,179	20
Sous-sol	3,06	2,56	0,128	20
			he/25 (m)	
Ascenseur	4,25	3,8	0,143	15

Pour les voiles de coin:

D'après la **figure 7.8 du RPA99/v2003:**

$He = 4,08 \text{ m} \rightarrow 1,5 \text{ m} > 2 \times a = 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ m} \dots \text{CV}$

$\rightarrow 1,2 \text{ m} > 2 \times a = 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ m} \dots \text{CV}$

$He = 3,06 \text{ m} \rightarrow 1,5 \text{ m} > 2 \times a = 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ m} \dots \text{CV}$

$\rightarrow 1,2 \text{ m} > 2 \times a = 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ m} \dots \text{CV}$

$He = 3,40 \text{ m} \rightarrow 1,5 \text{ m} > 2 \times a = 2 \times 0,15 = 0,40 \text{ m} \dots \text{CV}$

$\rightarrow 1,2 \text{ m} > 2 \times a = 2 \times 0,15 = 0,30 \text{ m} \dots \text{CV}$

Conclusion :

Les dimensions des éléments structuraux ont été calculées dans ce chapitre en se basant sur des critères techniques et seront utilisées comme phase initiale pour le calcul dynamique de la structure étudiée.

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III .1.Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III .2.Étude des escaliers

Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

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

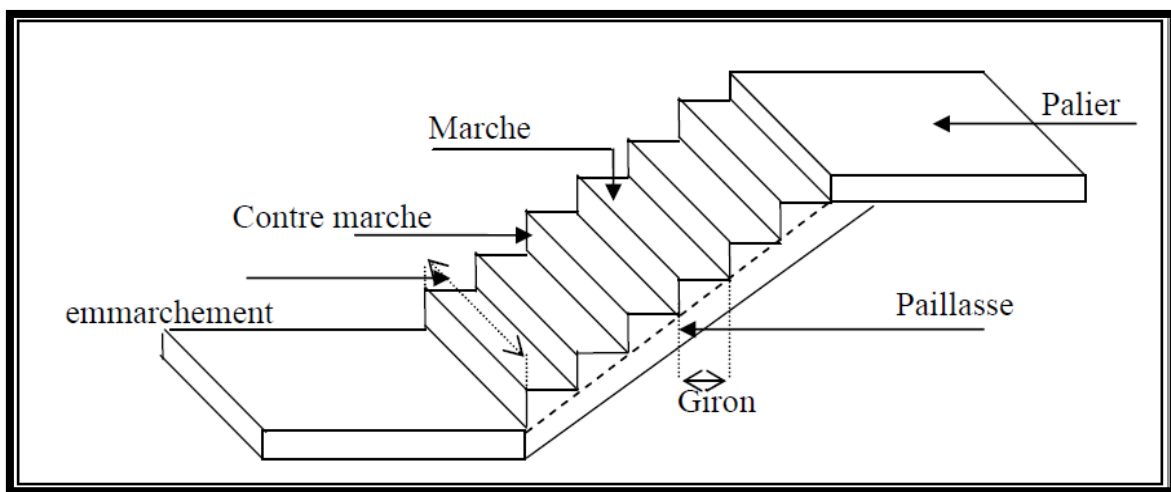


Figure.III. 1.Schéma d'un escalier.

Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

$H = n \times h \rightarrow h = H/n$.

$L = (n-1)g \rightarrow g = L / (n-1)$.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n: nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

✓ Escalier des 2 sous-sols :

He = 3,06 m

Le premier volé 3eme volés contiennent :6 marches

➤ G = 30 cm et h = 17 cm

Le 2eme volés contient : 6 marches

➤ G = 30 cm et h = 17 cm

$59 \text{ cm} \leq G+2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

La 1^{ère} volée et La 3^{ème} volée :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{102}{180} \cong 0,57 \rightarrow \alpha = 30^\circ$$

Emmarchement = largeur du palier = 1,50 m

$$\text{LR} = \sqrt{102^2 + 180^2} = 2,07 \text{ m}$$

$$\frac{\text{LR}}{30} \leq ep \leq \frac{\text{LR}}{20} \rightarrow 6,9 \text{ cm} \leq ep \leq 10,35 \text{ cm} \rightarrow \text{l'épaisseur de la paillasse} = \text{l'épaisseur du palier}$$

$$\rightarrow ep = 10 \text{ cm}$$

La 2^{ème} volée:

$$\text{Tg } \alpha = \frac{102}{193} = 0,53 \rightarrow \alpha = 27,9^\circ \cong 30^\circ$$

Emmarchement = 1,50 < largeur du palier = 1,55 m

$$\text{LR} = \sqrt{1,02^2 + 1,93^2} = 2,18 \text{ m}$$

$$\frac{\text{LR}}{30} \leq ep \leq \frac{\text{LR}}{20} \rightarrow 7,26 \text{ cm} \leq ep \leq 10,09 \text{ cm} \rightarrow \text{l'épaisseur de la paillasse} = \text{l'épaisseur du palier}$$

$$\rightarrow ep = 9 \text{ cm}$$

Les planchers d'escalier

a) Palier :

Tableau III. 1. Les charges du palier.

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,12	3
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanent G			4,36
Charge d'exploitation Q			2,50

b) Volée et paillasse

Tableau III.2: Les charge du volée.

Désignation	$\rho (\text{KN/m}^3)$	e (m)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Couche de sable	18	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	20	0,02	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	25	0,12	3,46
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre ep/cosa	10	0,02	0,2
Charge permanent G			7,02
Charge d'exploitation Q			2,50

✓ Escalier du RDC :

On a $H_e = 4,08$ m

Les 3 volés contiennent : 8 marches

$G = 30$ cm, $h = 17$ cm

$59 \leq G+2h = 30 + 2*17 = 64$ cm ≤ 66 cm → La formule de BLONDEL est vérifiée

La 1^{ère} et La 3^{ème} volée :

$Tg \alpha = \frac{136}{180} = 0,755 \rightarrow \alpha = 37,07^\circ$

Emmarchement = largeur du palier = 1,50 m

$LR = \sqrt{1,36^2 + 1,80^2} = 2,26$ m

$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20} \rightarrow 7,53$ cm $\leq ep \leq 11,3$ cm → l'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier

→ : $ep = 10$ cm

La 2^{ème} volée :

$Tg \alpha = \frac{136}{193} = 0,705 \rightarrow \alpha = 35,17^\circ$

Emmarchement = 1,5 < largeur du palier = 1,55 m

$LR = \sqrt{1,36^2 + 1,93^2} = 2,36$ m

$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20} \rightarrow 7,86$ cm $\leq ep \leq 11,8$ cm → l'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier

→ : $ep = 10$ cm

✓ Escalier de L'étage courant :

On a $H_e = 3,40$ m

Les 3 volées contiennent : 7 marches

$G = 30$ cm, $h = 17$ cm

$59 \leq G+2h = 30 + 2*17 = 64$ cm ≤ 66 cm → La formule de BLONDEL est vérifiée

La 1^{ère} et 3^{ème} volées des étages courants :

$Tg \alpha = \frac{113}{180} = 0,63 \rightarrow \alpha = 32,12^\circ$

Emmarchement = largeur du palier = 1,5 m

$LR = \sqrt{1,13^2 + 1,80^2} = 2,13$ m

$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20} \rightarrow 7,10$ cm $\leq ep \leq 10,15$ cm → l'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier

→ $ep = 9$ cm

La 2^{ème} volée des étages courants

$Tg \alpha = \frac{113}{193} = 0,59 \rightarrow \alpha = 30,35^\circ$

Emmarchement = 1,5 < largeur du palier = 1,55 m

$LR = \sqrt{1,13^2 + 1,93^2} = 2,24$ m

$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20} \rightarrow 7,46$ cm $\leq ep \leq 11,2$ cm

→ L'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier: $ep = 10$ cm

Remarque : vue l'importance des charges de la structure répartir sur les escaliers, et pour des raisons de sécurité, l'épaisseur de la paillasse de tous les niveaux sera 12 cm

Tableau.III. 3.Calcul à L'état limite ultime et service des 1^{er} et 3^{eme} volées

	niv		Charge Q (KN/M)	L (m)	$T = \frac{QL}{2}$ (KN)	$M_{max} = \frac{QL^2}{8}$ (KN.M)	$M_{appui} = -0,5M_{max}$ (KN.M)	$M_{travée} = 0,85M_{max}$ (KN.M)
1 ^{er} Et 3 ^{eme} Volées	ssol	Elu	11,11	5,07	28,15	35,70	-17,85	30,34
		Els	6,86	5,07	17,39	22,04	-11,02	18,74
	RDC	Elu	11,38	5,26	29,94	39,36	-19,68	33,46
		Els	8,15	5,26	21,44	28,19	-14,09	23,96
	Etage courant	Elu	11,20	5,13	28,73	36,84	-18,42	31,32
		Els	8,01	5,13	20,55	26,35	-13,17	22,40

Calcul de ferrailage de la volée de Type 1

Le calcul se fera pour le type 1 étant le plus sollicité (le 1^{er} et le 3^{eme} volé du RDC)

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree. ($0.85M_0$ en travée et $0.5M_0$ en appuis)

E.L.U

$Q_u = 1.35G + 1.5Q$pour (1ml)
 Palier : $q_1 = 1,35 * 4,36 + 1,5 * 2,5 = 9,64$ KN/ml
 Paillasse : $q_2 = 1,35 * 7,37 + 1,5 * 2,5 = 13,7$ KN/ml
 On a : $L_1 = 1,50$ m ; $L_2 = 1,8$ m ; $L_3 = 1,50$ m
 Moment isostatique : $M_0 = 39,36$ KN.m
 Moment en travée : $M_t = 0,85 * M_0 = 33,46$ KN.m
 Moment sur appui : $M_a = 0,50 * M_0 = 19,68$ KN.m

1. En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{33460}{100 * 10,8^2 * 14,2} = 0,202 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Donc l'armature A' n'existe pas

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,202}) = 0,285$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,285 = 0,886$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\eta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{33460}{0,886 * 10,8 * 348} = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 10,8 * \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(10,05 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2)$$

$$A = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 4T14 + 4T12 = 10,68 \text{ cm}^2$$

Suivant la direction la plus sollicitée :

$$e = 12,5 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33 \text{ cm}] = \min[32,4 ; 33] \text{ cm} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

dtr cba93 a.7.2.4.2 p97

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10,18}{4} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Suivant la direction la moins sollicitée :

On adopte : $A_r = 3,39 \text{ cm}^2 = 3T12$

$$e = 33 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[36 ; 45] \text{ cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que :

$$A = 4T14 + 4T12 = 10,68 \text{ cm}^2 > 6,75 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ C.V}$$

2. En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19680}{100 \cdot 10,8^2 \cdot 14,2} = 0,119 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire

Donc l'armature A n'existe pas

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,119}) = 0,159$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,159 = 0,936$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\eta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{19680}{0,936 \cdot 10,8 \cdot 348} = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(5,59 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2)$$

$$A = 5,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

Suivant la direction la plus sollicitée :

$$e = 16 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33 \text{ cm}] = \min[36 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 3,39 \text{ cm}^2 = 3T12$

Suivant la direction la moins sollicitée :

$$e = 33 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45 \text{ cm}] = \min[36 ; 45] \text{ cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que :

$$D'où : A = 6T12 = 6,78 > 6,75 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ C.V}$$

▪ **ELS :**

$$q_{ser} = g + q \dots\dots\dots \text{ pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = 4,36 + 2,5 = 7,36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 7,37 + 2,5 = 9,87 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Moment isostatique : $M_0 = 28,19 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 23,96 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment sur appui : $M_a = 0,50 \cdot M_0 = 14,09 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \alpha < \frac{\eta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \eta = \frac{M_u}{M_s}$$

1. En travée :

$$M_u = 33,46 \text{KN.m}$$

$$M_s = 23,96 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{33,46}{23,96} = 1,40$$

$$\alpha = 0,309 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. En appui :

$$M_u = 19,68 \text{KN.m}$$

$$M_s = 14,09 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{19,68}{14,09} = 1,40$$

$$\alpha = 0,172 < 0,445 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

▪ Calcul des armatures transversales :**❖ Diamètre des armatures At:**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\rightarrow \Phi_t \leq \min(1,28; 1,2; 3) \rightarrow \Phi_t = 1,2 \text{cm}$$

❖ Espacement des cadres :

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30 \text{cm}; 12\Phi_t\right) = \min(11,25; 30 \text{cm}; 14,4 \text{cm}) \leq 11,25 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \leq 22,5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

On adopte les espacements des cadres suivants :

1. Zone courante : $St = 15 \text{cm}$
2. Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

a. Vérification de la flèche :

Pour une poutre encastrée a ses extrémités, la flèche est :

$$F = \frac{pl^4}{348EI} IF_v = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,45^3}{12} = 0,00227 \text{m}^4$$

$$\text{On doit vérifier que : } f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\text{ELU : } M_{\max} = 39,36 \text{KN.m}$$

$$f = \frac{MI^2}{10 \cdot E_v \cdot IF_v} = \frac{39360 \cdot 5,26^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00227} = 0,0043$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 1,046 > f = 0,0037 \quad (\text{C.V})$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_u = V_{u \max} / b \cdot d = 0,029940 / (1 \times (108)) = 0,277 \text{Mpa}$$

$$\tau = \min\{ 0,20 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

Remarque : Les marches se ferrailent constructivement avec T10 et Φ

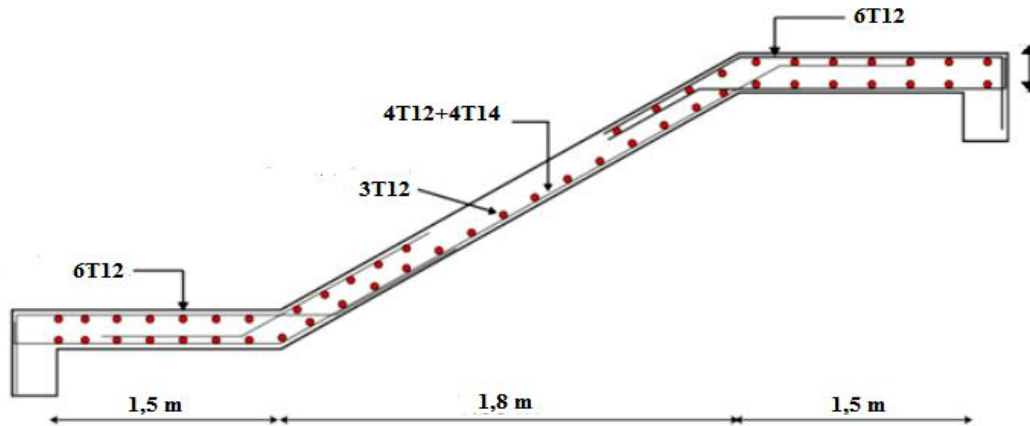


Figure.III.2.Schéma de ferrailage du 1^{er} et 3^{ème} volée

Pour la volée (2) :

Elle sera étudiée comme une console encastrée dans la poutre brisée :

Le calcul se fera pour le type étant le plus sollicité (le 2^{mer} volé du RDC)

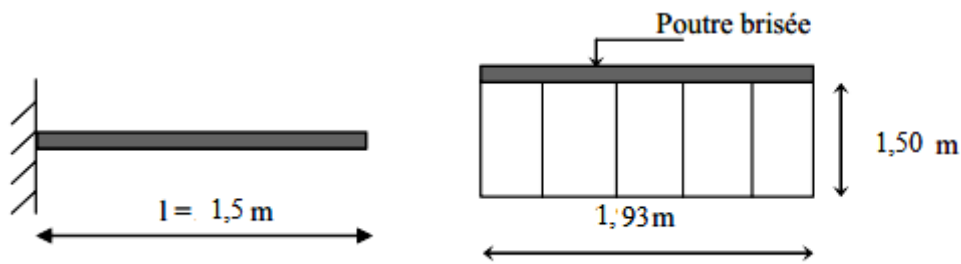


Figure.III. 3 .Schéma statique de la volée (II)

Tableau.III. 4 Calcul de la 2^{ème} volée aux états limite ultime et service

Niveau	Etat	Charge Q (KN/M)	L (m)	T =QL (KN)	M _{max} =Ql ² /8 (KN.M)
S/Sol	Elu	13,23	1,5	19,85	14,88
	Els	9,52	1,5	14,28	10,71
RDC	Elu	13,58	1,5	20,37	15,28
	Els	9,78	1,5	14,67	11,01
Etage courant	Elu	13,30	1,5	19,95	14,96
	Els	9,57	1,5	14,36	10,77

Armatures longitudinale :

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu}) = 15280 / (100 \times (0,9 \times 12)^2 \times 14,2)$$

$$\mu = 0,092 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées,, pivot A.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,121$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times 12(1 - (0,4 \times 0,121)) = 10,28 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 4,27 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales :

$$A_t = (A_s / 4) = 1,13 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t \leq \min(4h, 40 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

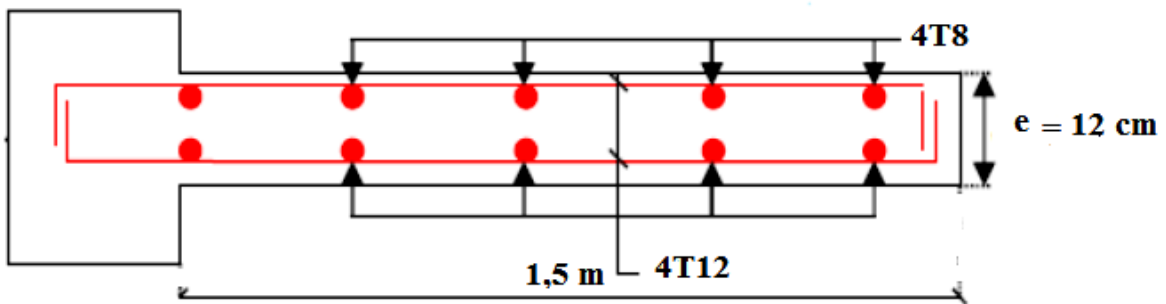


Figure.III. 4. Schéma de ferrailage du 2^{ème} volée.

Vérifications diverses :

- **Condition de non fragilité :**

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. => $A_{min} = 0,5\% \times (b \times h)$ en zone IIb

$$A_{minRPA} = 6 \text{ cm}^2$$

✓ La longueur minimale de recouvrement est 40ϕ en zone IIb

Ferrailage minimal d'après C.B.A (**Condition de non fragilité**) :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{minCBA} = 1,30 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b \times d = 20370 / (100 \times (10,8)) = 0,189 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \{ 0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 11,01 \text{ kn.m}$$

Détermination de l'axe neutre x :

Équation des moments statiques par rapport à la fibre neutre :

$$1/2 b x^2 + \eta A_s (x - c) - \eta A_s (d - x) = 0$$

$$A_s' = 0, A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \eta = 15$$

$$\rightarrow x = 3,21 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = 1/3 b x^3 + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 5008,37 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} x / I \rightarrow \sigma_{bc} = 7,06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ (CV)}$$

Calcul des contraintes d'acier:

$$\sigma_{st} = \eta M_{\text{ser}} (d - x) / I = 250,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} \dots \text{ (CV)}$$

III .3. Etude de la poutre brisée :

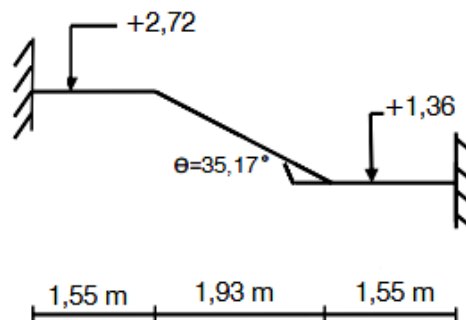


Figure.III.. 5.Poutre brisée

Dimensionnement :

$$L=2*1,55 + 1,93/\cos(35,17)= 5,46$$

$$L/15 < h < L/10$$

$$36,4 < h < 54,6 \quad ;$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}$$

* Le RPA99 préconise ($h > 30\text{cm}$; $b > 20\text{cm}$; $h/b < 4$)

Nous prenons : $h = 40\text{ cm}$; $b = 30\text{cm}$

Donc on choisit une section de la poutre brisée :

$$(b \times h = 30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots (\text{CV})$$

$$30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots (\text{CV})$$

$$\frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots (\text{CV})$$

Chargement de la poutre brisée :

$$g_0 = 0,3 * 0,4 * 25 = 3 \text{ KN/m (poids propre de la partie horizontale).}$$

$$g_1 = 25 * 0,4 * 0,3 / \cos 35,17 = 3,59 \text{ KN/ml (poids propre de la partie inclinée).}$$

$$\text{Le poids de mur extérieur : } g = 2,7 * 1,36 = 3,67 \text{ KN/ml}$$

Les charges transmises par l'escalier :

$$R_p = 29,94 \text{ KN/ml}$$

$$R_v = 20,37 \text{ KN/ml}$$

Avec:

R_p : Réaction des volées 1 et 3

R_v : Réaction de la volée 2.

$$R_{eq} = 26,27 \text{ KN/m (ELU)}$$

$$R_{eq} = 18,84 \text{ KN/m (ELS)}$$

Req: Charge équivalente sur la poutre

Calcul des sollicitations :

$$P_u = 1,35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = 1,35 \times (3 + 3,67 + 3,67) + 26,27 = 40,23 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = g_0 + g_1 + g + R_{eq} = 3 + 3,67 + 3,67 + 18,84 = 29,18 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.5 : Récapitulatif des moments

	ELU	ELS
$M_t = P * L^2 / 24 (\text{KN.m})$	49,97	36,25
$M_a = P * L^2 / 12 (\text{KN.m})$	99,94	72,49
$T_{max} (\text{KN})$	109,83	79,66

Ferraillage de la poutre brisée:

Le calcul se fera en flexion simple Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

- $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$; $L = 5,46 \text{ m}$.
- $M_{max} (\text{en appui}) = 99,94 \text{ KN.m}$
- $M_{max} (\text{en travée}) = 49,97 \text{ KN.m}$
- $V_u^{max} = 109,83 \text{ KN}$
- $M_{ser} = 36,25 \text{ KN.m}$

Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99/v2003 :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. => $A_{min} = 0,5\% \times (b \times h)$ en zone IIb

$$A_{minRPA} = 6 \text{ cm}^2$$

✓ La longueur minimale de recouvrement est 40ϕ en zone IIb
 Ferrailage minimal d'après C.B.A (**Condition de non fragilité**) :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min \text{CBA}} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Ferrailage longitudinal :

❖ **Ferrailage entravée:**

$$M_{\text{ult-t}} = 49,97 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_{\text{ult-t}}}{(b \times d^2 \times \sigma_{bc})} = 0,091 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées, on se trouve dans le domaine 2, pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,120$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,343 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ult-t}}}{Z \times \sigma_s} = \frac{49970}{35,48 \times 348} = 4,19 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3\text{T}14 \rightarrow A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage en appui :**

$$M_{\text{ult-a}} = 99,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ult-a}}}{(b \times d^2 \times \sigma_{bc})} = 0,181 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées, on se trouve dans le domaine 2, pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,252$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,324 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ult-a}}}{Z \times \sigma_s} = \frac{99970}{35,75 \times 348} = 8,87 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6\text{T}14 \rightarrow A_s = 9,24 \text{ cm}^2$$

Vérification nécessaire pour les poutres :

Vérification des sections minimales exigées par le RPA99/v2003 et C.B.A 93 calculées précédemment:

$$A_s \text{ (RPA99)} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (CBA 93)} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

Contrainte tangente :

$$V_u^{\max} = 109,83 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{bd} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{1,25}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

Disposition constructive selon C.B.A 93 (A.5.1.2.2) :

✓ C.B.A 93 : Espacement : $St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$.

$$\Rightarrow St \leq 40 \text{ cm.}$$

- ✓ En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2 = 22,5$ cm
- ✓ RPA : dans la zone nodale et en travée seront comme suit :

$$St \leq \min(h/4, 12\phi)$$

- En zone nodale : $St \leq \min(10 ; 14,4)$ cm \rightarrow on prendra : 11 cm.
- En zone courante : $St \leq \min(10 ; 19,2)$ cm \rightarrow on prendra : 10 cm.

Calcul de la section minimale :

$$\checkmark \text{ C.B.A. 93 : } \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$$

$$A_t = \frac{0,4 \times 0,30 \times 0,16}{400} = 0,000048 \text{ m}^2 = 0,48 \text{ cm}^2$$

- ✓ **RPA99/v2003** : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,18 \times 0,30 = 1,62 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$

$$4\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2. \quad \text{Enrobage } c = 2 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

(Fissurations préjudiciables

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

1. En travée :

$$M_u = 49,97 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 36,25 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{49,97}{36,25} = 1,38$$

$$\alpha = 0,12 < 0,44 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. En appui :

$$M_u = 99,94 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 72,49 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{99,68}{72,49} = 1,38$$

$$\alpha = 0,252 < 0,44 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

$$1. \frac{h}{l} = \frac{40}{546} = 0,073 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,049 \dots \text{ CV}$$

$$2. \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4,52}{30 \times (0,9 \times 40)} = 0,0043 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{ CV}$$

$$3. \frac{h}{l} = \frac{0,40}{5,46} = 0,073 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{ CV}$$

Toutes les conditions vérifient donc il n'est pas indispensable de vérifier la déformation par le calcul de flèche.

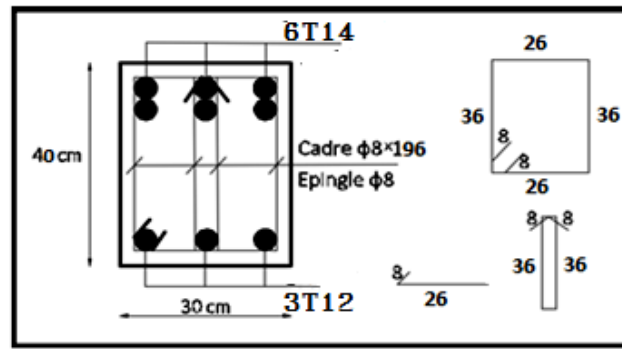


Figure.III. 6. Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appui

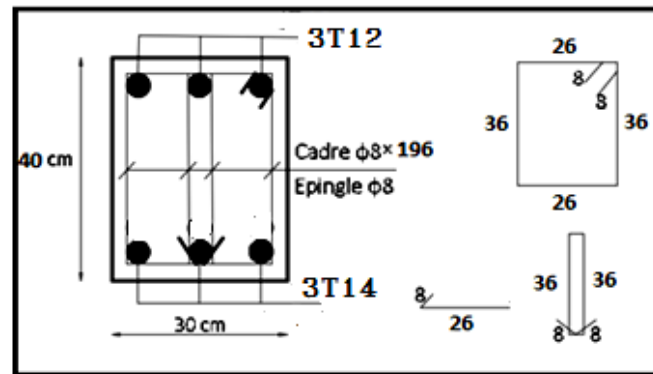


Figure.III. 7. Dessin de ferrailage de la poutre brisée en travée

III .4. La dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - ❖ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ (} L_1 \text{ en cm)}$$

$$L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{60}{f_e}$$

Avec :

- L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60 \text{ cm}$).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

5T6 → A₁ = 1,41 cm²

S_t = $\frac{100}{5}$ = 20 cm

Armature de répartition :

A₂ = $\frac{A_1}{2}$ = 0,30 cm²

Soit 4T6 ⇒ A = 1,13cm² et S = 25 cm.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudé de diamètre φ5 dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

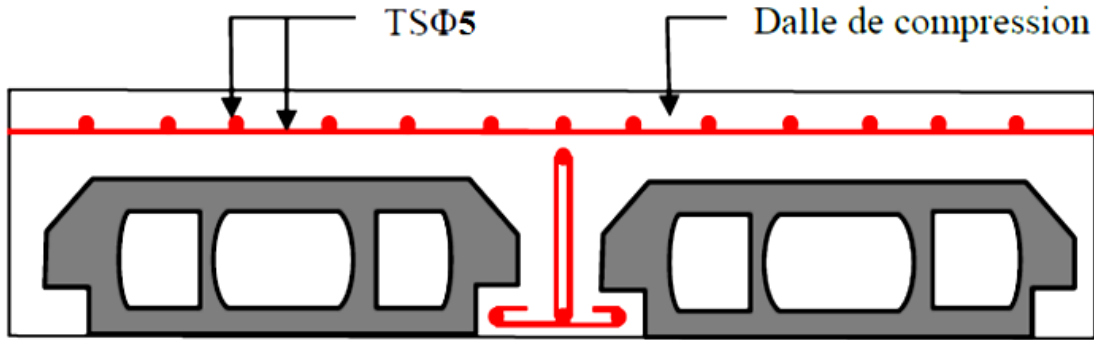


Figure.III. 8.Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III .5.Etude du plancher dalle pleine :

✓ Pré dimensionnement de la dalle pleine : (Plancher)

Tableau.III. 1.Les charges de la dalle pleine

Niveau	Les charges (KN/m ²)	Valeurs
Sous-sol	G	5,42
	Q	5

Les charges d'étage courant :

Le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- G = 5,42 kN/ml
- Q = 5,0 kN/ml

Les combinaisons d'action:

- ELU : q_U = 1,35G + 1,5Q = 14,82kN/ml
- ELS : q_S = G + Q = 10,42kN/ml

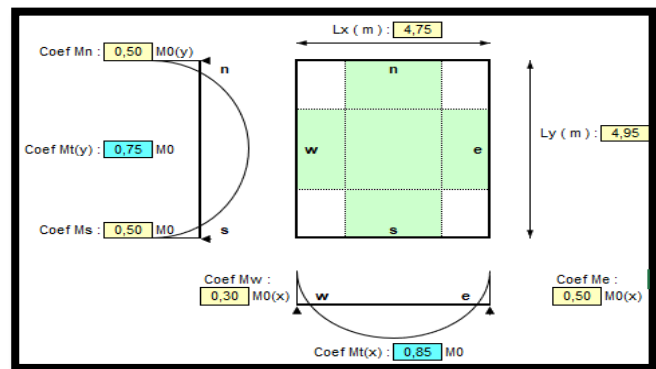


Figure.III.9.Schéma de calcul de la dalle pleine du sous-sol.

- **Dalle portant dans 4 Sens :**

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{5,73}{6,2} \leq 1 \rightarrow 0,4 < 0,92 \leq 1 \dots\dots \text{C.V}$$

$$G' = 5,42 - 0,16 * 25 = 1,42 \text{ KN/m}^2$$

Les moments dus aux charges réparties :

- ✓ **E.L.U :**

Calcul des moments isostatiques :

- ❖ $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$; D'après le tableau BAEL page 243, annexe E3 : $\mu_x = 0,0436$

$$q_u = 1,35 * 5,42 + 1,5 * 2,5 = 14,82 \text{ KN/m}^2$$

- **Suivant le sens Lx :**

$$M_x = 0,0436 \times 14,82 \times 5,73^2$$

$$M_x = 21,22 \text{ KN.m}$$

- **Suivant le sens Ly :**

- ❖ $M_y = \mu_y \cdot M_x$; D'après le tableau BAEL page 243, annexe E3 : $\mu_y = 0,8413$

$$M_y = 0,8413 \times 15,85$$

$$M_y = 17,85 \text{ KN.m}$$

- ✓ **E.L.S :**

Calcul des moments isostatiques :

- **Suivant le sens Lx :**

- ❖ $M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$; $\mu_x = 0,0436$

$$q_s = 5,42 + 5 = 10,42 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 14,92 \text{ KN.m}$$

- **Suivant le sens Ly :**

- ❖ $M_y = \mu_y \cdot M_x$; $\mu_y = 0,8413$

$$M_y = 12,55 \text{ KN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle :

E.L.U :

On a : $M_x = 21,22 \text{ KN.m}$; $M_y = 17,85 \text{ KN.m}$

- **Les moments sur travées :**

$$M_{t-x} = 0,85 \times M_x \rightarrow M_{t-x} = 18,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75 \times M_y \rightarrow M_{t-y} = 13,39 \text{ KN.m}$$

- **Les moments sur appuis :**

$$M_{a-D} = 0,5 M_x \Rightarrow M_{a-D} = 10,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-G} = 0,3 M_x \Rightarrow M_{a-G} = 6,37 \text{ KN.m}$$

$$M_N = M_S = 0,5 M_y = 8,93 \text{ KN.m}$$

Calcul des Ferrailages de la dalle pleine des sous-sols :

Données :

- ❖ Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur de la section $h = 16 \text{ cm}$
- ❖ Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 14,40 \text{ cm}$.
- ❖ Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$.
- ❖ Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ❖ Fissuration peu préjudiciable

- ✓ **Calcul du ferrailage dans le sens X-X :**

$$M_{\text{travée}} = 18,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = 10,61 \text{ KN.m}$$

$M_x = \mu x \cdot q_u \cdot lx^2$; D'après le tableau du BAEL :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18040}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,20} = 0,0613 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,079$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 \cdot 0,079) = 13,95 \text{ cm}$$

$$A_x = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{18040}{13,95 \cdot 348} = 3,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$2T12 + 2T10 = 3,82 \text{ cm}^2$$

Appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10610}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,20} = 0,036 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,046$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 \cdot 0,046) = 14,14 \text{ cm}$$

$$A_{G-D} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{10610}{14,14 \cdot 348} = 2,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$3T10 = 2,34 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul du ferrailage dans le sens Y-Y :**

$$M_{travée} = 13,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = 8,93 \text{ KN.m}$$

Travée :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13390}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,20} = 0,046 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 \cdot 0,058) = 14,06$$

$$A_y = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{13390}{14,06 \cdot 348} = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 3T12 = 3,39 cm²

Appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8930}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,20} = 0,031 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 \cdot 0,039) = 14,18$$

$$A_{N-S} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{8930}{14,18 \cdot 348} = 1,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 3T10 = 2,34 cm²

- **Vérification :**

$$\diamond \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A_{\min(y)} = 8 \cdot e_d = 8 \cdot 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min(y)} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \text{ (CV)}$$

$$\diamond A_{\min(x)} = A_{\min(y)} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,28 \left(\frac{3-0,92}{2} \right) = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x = 3,72 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min(x)} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots (\text{CV})$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\text{umax}} = \frac{qu * Lx * Ly}{(2 * Ly) + Lx} = \frac{14,82 * 5,73 * 6,2}{(2 * 6,2) + 5,73} = 29,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{umax}}}{(100(ed - C))} = \frac{29040}{(100(0,16 - 0,02))} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 * f_{c28}}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots (\text{CV})$$

Type: dalle pleine Le contrepoids

Données :

- ❖ Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur de la section $h = 25 \text{ cm}$
- ❖ Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$.
- ❖ Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$.
- ❖ Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ❖ Fissuration peu préjudiciable

a- Charge permanente G :

$$\text{Poids propre} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G = 7,45 \text{ KN/m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation Q :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m} \text{ d'après le DTR BC.2.2}$$

Les combinaisons des charges :

1/ ELU :

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_{u2} = 12,31 \text{ KN/m}$$

2/ ELS :

$$q_{s2} = G + Q \rightarrow q_{s2} = 8,95 \text{ KN/m}$$

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

→ $\frac{L_x}{L_y} = \frac{0,9}{6,2} = 0,15 < 0,4$ -> la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 1,25 \text{ KN.m}$$

Le moment de service à l'encastrement M_s pour une bonde de 1ml est :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = 0,91 \text{ KN.m}$$

Calcul ferrailage de contreponds :

Travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1250}{100 * 22,5^2 * 14,20} = 0,002 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 * 0,023) = 22,47 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{6890}{14,26 * 348} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérification :**

❖ (Acier FeE400) → $A_{\min} = 8 * e_d = 8 * 0,25 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots$

$A_{st} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{u\max} = \frac{q_u * L_x * L_y}{(2 * L_y) + L_x} = \frac{11,07 * 4,75 * 4,75}{(2 * 4,75) + 4,75} = 5,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{(100(e_d - c))} = \frac{17520}{(100(25 - 2))} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 * f_{c28}}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,023 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{ (CV)}$

Tableau.III.6.Ferrailage de la dalle pleine en travée

	A calculée (cm ²)		A choisie (cm ²)		Fer. Choisi (cm ²)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-	Y-Y
Type 1-A	3,72	2,74	3,82		2T10+2T12	
Type 1-B	2,0	2,0				

Tableau III.7de ferrailage et choix des armatures de répartitions : $A_r = \frac{A}{4}$

	A calculée (cm ²)		A choisie (cm ²)		Fer. Choisi (cm ²)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y

Type 1	0,96	1,57	2T10
Type 2			

Tableau.III.8.Ferraillage de la dalle pleine de type 1-B en appuis

	A calculée (cm ²)		A choisie (cm ²)		Fer. Choisi (cm ²)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Type 1-A	2,16	1,81	2,36		3T10	
Type 1-B	2,16	1,81				

Tableau.III.9.Armatures de répartitions de la dalle pleine de type 1-B en appuis

	A calculée (cm ²)		A choisie (cm ²)		Fer. Choisi (cm ²)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Type 1-A	0,58	1,57	2T10		0,58	
Type 1-B	0,58	1,57				

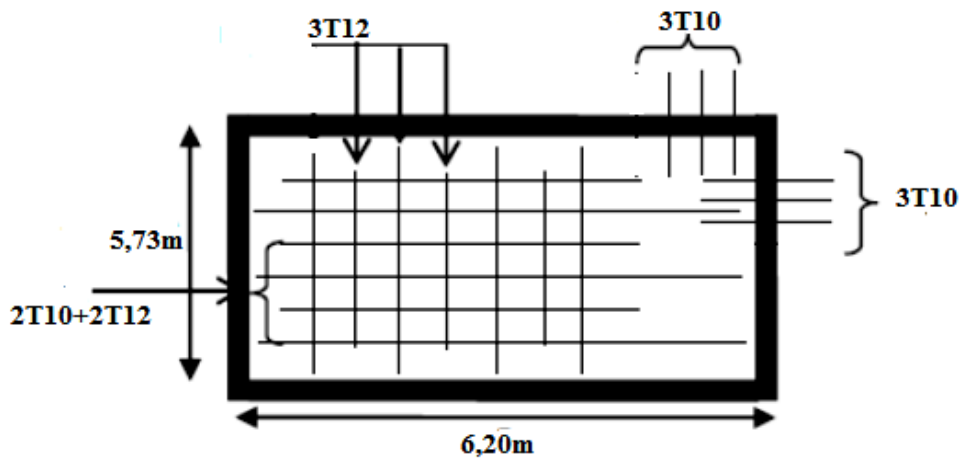


Figure.III. 10.Ferraillage de la dalle pleine du 1^{er} sous-sol

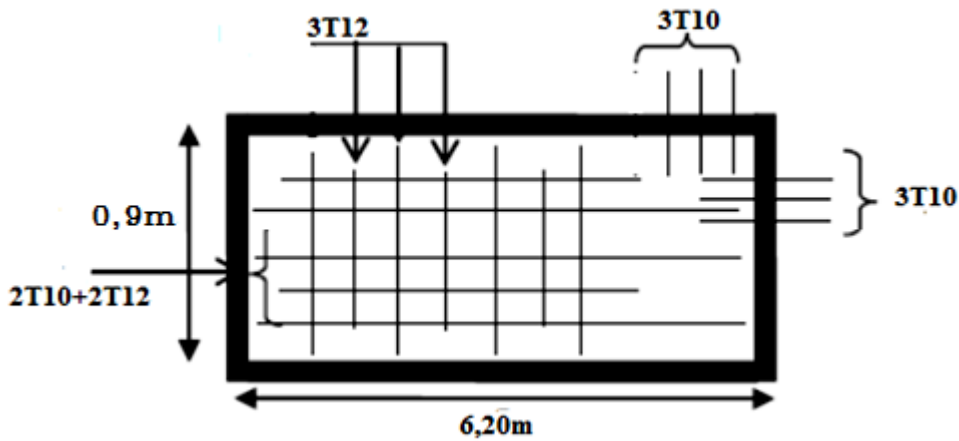


Figure.III. 11. Ferrailage de la dalle pleine du contrepoids

III .6.Etude de la console et du contrepoids

Elle est située aux deux extrémités du bâtiment au niveau des étages courant, formant un arc.

III.7.1.La console

La console est soumise à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q

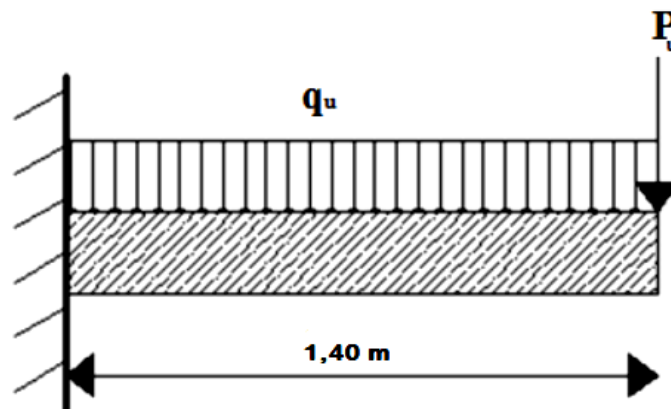


Figure.III.12.Schéma de la console

a- Charge permanente G :

Revêtement horizontal (carrelage +mortier de pose) : $\rightarrow 0,84 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la dalle (e = 16 cm) : $25 \times 0,16 \rightarrow 4 \text{ KN/m}^2$

Enduit en ciment plâtre $\rightarrow 0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,04 \text{ KN/m}^2$$

b- Force concentrée due aux poids du mur P :

$$P = 0,15 \times 3 \times 1,4 \rightarrow P = 0,63 \text{ KN/m}$$

c- Surcharge d'exploitation Q :

$Q = 3,5 \text{ KN/m}$ d'après le DTR BC.2.2

Les combinaisons des charges :

1/ ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_{u1} = 12,05 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35P = 0,85 \text{ KN/m.}$$

2/ ELS :

$$q_{s1} = G + Q \rightarrow q_{s1} = 8,54 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 0,63 \text{ KN/m}$$

Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1ml est :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 13 \text{ KN.m}$$

Le moment de service à l'encastrement M_s pour une bonde de 1ml est :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s l = 9,25 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

La fissuration est préjudiciable vue que la console est exposée aux différentes intempéries

$$M_u = 13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13000}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,2} = 0,044 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire
Donc l'armature A' n'existe pas

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,056 = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\eta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{23040}{0,960 \cdot 14,4 \cdot 348} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,4 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min})$$

$$A = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte 3T10/ml $\rightarrow 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $e = 25 \text{ cm}$

$$\text{On a : } T_u = 18,03 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes :

-Contrainte maximale de compression du béton $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$:

Il faudra suivre les étapes suivantes :

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2}y^2 + n A's (y-c') - nAs (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y-c')^2 + n As (d-y)^2$
- Où : As : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y$$

Après calcul on trouve : $y_1 = 3,24$ et $I = 7001,94 \text{ cm}^4$

→ $\sigma_b = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots$ La contrainte de compression du béton est vérifiée

-Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15Mser}{I} (d - y) = 22,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

Vérification a l'ELS :

$$M_s = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{34,98}{24,87} = 1,41$$

$$\alpha = 0,056 < 0,455 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0022 \leq 0,0105$$

Effort tranchant a la base T :

$$T_u = 18,03 \text{ KN}$$

Vérification au cisaillement : Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale a la plus basse

$$\text{des deux valeurs suivantes : } \tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \tau_u = 2,50 \text{ MPa}$$

1)-

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{18,03}{100 \times 14,4} = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

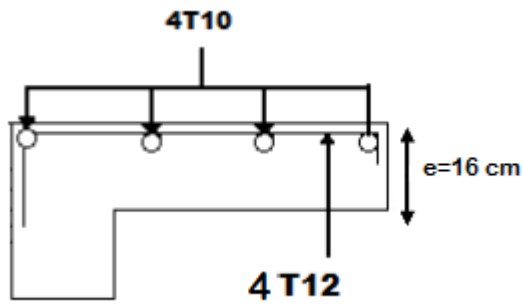


Figure.III. 13.Schéma de ferrailage de la console

III .7.Etude du Plancher à corps creux :

a. Introduction :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($20+4 = 24\text{cm}$)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

Dans ce projet on a un seul type des poutrelles, donc on calcul au niveau du plancher de 3eme étage et terrasse.

b. Les charges des poutrelles :

Tableau III.10.Chargement des poutrelles pour R+12

Niveau	G	Q	b	ELU	ELS
Terrasse	6,83	1,00	0,6	6,43	4,70
RDC	5,66	2,5	0,6	6,83	4,90
Etages courants	5,66	1,5	0,6	5,94	4,30

Tableau III.11.Chargement des poutrelles pour R+6

Niveau	G	Q	b	ELU	ELS
Terrasse	6,83	1,00	0,6	6,43	4,70
RDC-3eme et 4eme étages	5,66	1,5	0,6	5,93	4,30
1 ^{er} -2eme - 5eme et 6eme étages	5,66	2,5	0,6	6,83	4,90

Vérification des conditions :

D’après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l’une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

On peut utiliser la méthode forfaitaire si les 4 conditions suivantes seront vérifiées

Tableau.III. 12.Rapport de longueurs de travées

L_i (m)	L_{i+1} (m)	L_i/L_{i+1} (m)	$\in [0,8 ; 1,25]$
5,43	5,43	1	C.V
5,43	5,43	1	C.V
5,43	5,43	1	C.V

a) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

b) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées

c) $Q \leq \max (2G ; 5KN / m^2)$

$Q = 250 \text{ Kg} / m^2 = 2,5KN / m^2$

$2G = 2 * 5,66 = 11,32 \text{ KN} / m^2$

$2,5 \text{ KN/m}^2 < 11,32 \text{ KN/m}^2$

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

c. Types de poutrelles :

➤ Type 1 :

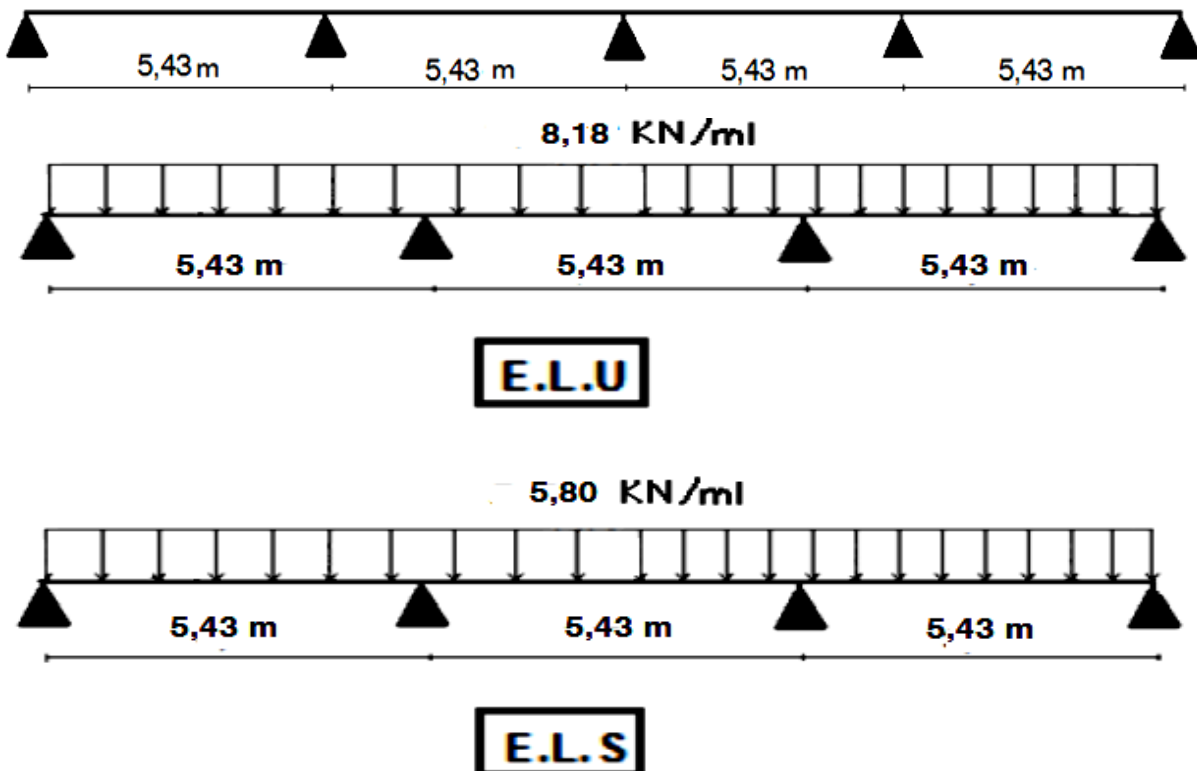


Figure.III.14.Chargement des poutrelles

✓ ELU :

En travée :

$$M_u \max = 18,69 \text{ kN.m} = 0,01869 \text{ MN.m}$$

- Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot f_{bc} (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 ((0,9 \times 0,24) - (0,04/2))$$

$$M_t = 0,06680 \text{ MN.m} \rightarrow M_u \max < M_t$$

→ Donc la table n'est pas entièrement comprimée

ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

- on considère notre section (Section **Te**) comme une section rectangulaire de hauteur (h) et largeur (b) dans les calculs des armatures.

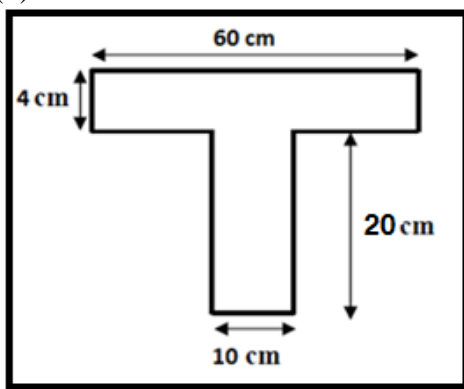


Figure.III.15.Dimensions de la poutrelle étudiée

$$\mu = M_u \max / b \cdot d^2 \cdot x f_{bc} = 0,01869 / 0,60 \times (0,216)^2 \times 14,20$$

$\mu = 0,047 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,06$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,211 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u \max / z \cdot \sigma_{st} \rightarrow A_{st} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 60 \times 21,6 \times (2,10 / 400) \rightarrow A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (2,55 \text{ cm}^2 ; 1,57 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,55 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_u \max = 12,59 \text{ kN.m} = 0,01259 \text{ MN.m}$$

La section est considérée comme une section rectangulaire de largeur $b_0 = 60 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 24 \text{ cm}$

$$\mu = M_u \max / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,01259 / 0,60 \times (0,216)^2 \times 14,20$$

$$\mu = 0,032 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,041$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,213 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_{u \max} / z \sigma_{st} \rightarrow A_{st} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0,23 x b x d x f_{tj} / f_e = 0,23 x 0,60 x 0,216 x (2,10 / 400) \rightarrow A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (2,04 \text{ cm}^2 ; 1,57 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

ELS:

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée :

$$M_{u \max} = 18,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \max} = 13,39 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{18,59}{13,39} = 1,4$$

$$\alpha = 0,06 < 0,45 \quad \text{cv}$$

En appuis:

$$M_{u \max} = 12,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \max} = 9,02 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{12,59}{9,02} = 1,4$$

$$\alpha = 0,041 < 0,455 \quad \text{cv}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{0,02041}{0,10 \times 0,24} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration non préjudiciable) .}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \dots \text{ (CV)}$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (\phi_l ; h / 35 ; b_0 / 10) = \min (1,2 ; 24 / 35 ; 10 / 10)$$

$$\phi_t \leq 0,69 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = \phi_6 \rightarrow 2\phi = 0,57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 :

- Zone nodale :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi \text{ min} ; 30 \text{ cm}) = \min (24 / 4 ; 12 \times 1,2 ; 30)$$

→ On prend : $St = 5 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$St \leq h / 2 = 24 / 2 = 10 \text{ cm}$$

→ On prend : $St = 10 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow 4,48 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots (\text{CV})$$

Vérification au glissement :

$$\text{En appui : } Vu - \frac{Mu}{0,9d} \leq 0 \text{ Avec : } \begin{cases} Vu = 18,56 \text{ KN} \\ Mu = 12,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

→ $-39,73 < 0 \dots (\text{CV})$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

Vérification de la flèche :

$$f_{\text{admissible}} \leq f \text{ Avec } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{100}$$

$$L = 5,73 \text{ m} \rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,011 \text{ m}$$

Calcul de f :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,60 \times 0,24^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \left(\frac{0,24}{2} - 0,020 \right)^2$$

$$I_0 = 7,25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0,05 \times f_c t_{28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{ avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,10 \times 0,216} \rightarrow \varphi = 0,014$$

$$\text{Donc } \lambda_i = 27,47$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_t t_{28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_t t_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 348 + 2,1}$$

$$\mu = 0,83$$

$$\bullet I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 7,25 \times 10^{-4}}{1 + 27,47 \times 0,83}$$

$$I_{fi} = 3,35 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\bullet \frac{1}{\sigma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{0,01339}{32164,195 \times 3,35 \times 10^{-5}} = 0,0124 \text{ m}^{-1}$$

$$E_i = 11000(f_c t_{28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_c t_{28})^{1/3} = 10818,90 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{La fleche : } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\sigma} = \frac{5,43^2}{10} \times 0,0154$$

$$f = 0,045 < f_{\text{adm}} = 0,01 \text{ m} \dots (\text{CV})$$

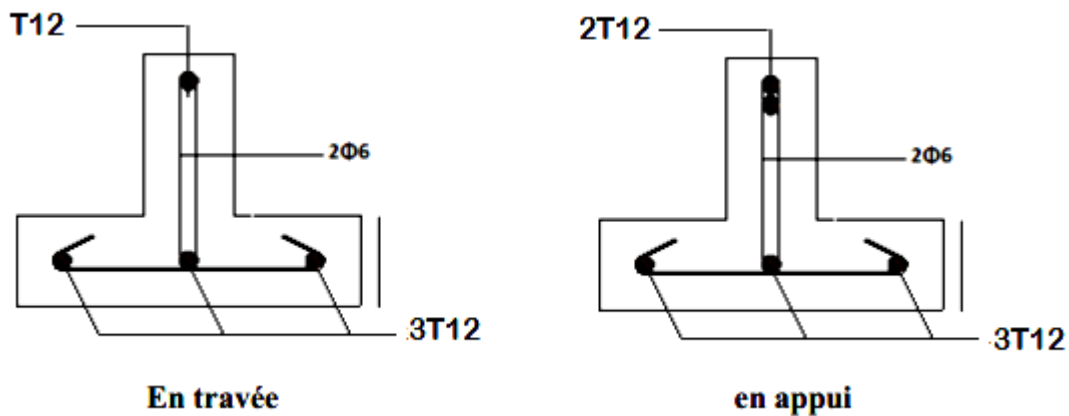


Figure.III. 16.Schéma de ferrailage des poutrelles pour les deux blocs.

III .8.Etude de l'acrotère

.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre(G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

.2Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

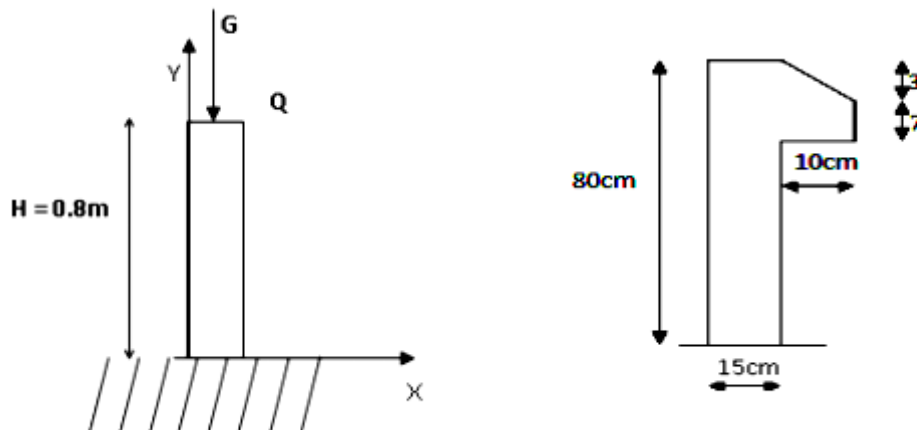


Figure.III. 17.Schéma statique Figure.III. 18.Dimension de l'acrotère

.3 Poids propre de l'acrotère :

$$S = 15 \times 80 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 1285 \text{ cm}^2$$

- $G_1 = 25 \times 0,1285 \times 1\text{m}$ $G_1 = 3,21 \text{ KN/ml}$.

- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) : $G_2 = 0,4\text{KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) : $G_3 = 0,36$
- Le poids total :
 $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3,97\text{kN}$
- La charge due à la main courante : $Q = 1\text{ KN/ml}$.

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIb, $A = 0,25$).

Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

Poids de l'acrotère

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 3,97 = 3,18\text{ KN}$$

Combinaisons d'actions :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

➤ E.L.U :

$$M_u = 1,35\text{ MG} + 1,5\text{ MQ avec MG} = 0$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times 1 \Rightarrow M_u = 1,5 \times 1 \times 0,8 = 1,2\text{KN.m}$$

$$N_u = 1,35\text{ G} \Rightarrow N_u = 1,35 \times 3,97$$

$$N_u = 5,36\text{ KN.}$$

➤ E.L.S :

$$M_s = \text{MG} + \text{MQ avec MG} = 0.$$

$$M_s = \text{MQ} \Rightarrow M_s = 1 \times 0,80$$

$$M_s = 0,80\text{KN.m.}$$

$$N_s = \text{G} \Rightarrow N_s = 3,97\text{ KN.}$$

Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_0 = M_u / N_u \Rightarrow e = 1,2 / 5,36 \Rightarrow e_0 = 0,223\text{ m}$$

$$h/6 = 0,8/6 = 0,133\text{ cm}$$

$$e_0 > 0,133 \rightarrow c \text{ est vérifiée}$$

La section est partiellement comprimé $\square\square$ le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_0 par e (L'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

: Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

: Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(L/250, 2\text{cm}) = (0,32 ; 2\text{ cm}) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 (2 + \alpha \times \emptyset)}{h \times 10^4}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MQ + MG} ; MG = 0$$

$$\alpha = 0$$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 15\text{cm}$

: Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,8 = 1,6\text{m}$$

$$e_2 = 0,0102 \text{ m}$$

$$e = 0,223 + 0,02 + 0,0102 ; \quad e = 0,253 \text{ m}$$

Détermination du ferrailage :

➤ **E.L.U :**

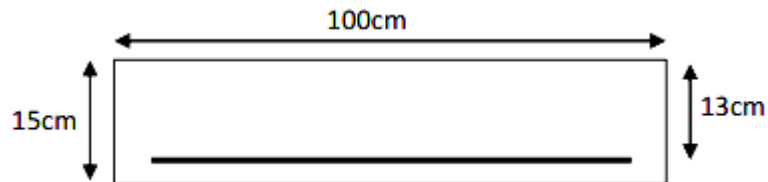


Figure.III.19:Section de calcul

- $d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,09 \text{ m}$.
- $d' = 0,1 - 0,09 \Rightarrow d' = 0,01 \text{ m}$
- d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
- d' : c'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

Si la section est partiellement comprimée, il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$f_{bc} = (0,85 * f_{c28}) / \gamma_b \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

❖ **Moment de flexion fictif (M_A) :**

$$N_u = 5,36 ; M_u = N_u * e = 5,36 \times 0,253$$

$$M_u = 1,36 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_u + N_u * (d - h/2) = 1,36 + 5,36 (0,13 - \frac{0,15}{2}) \rightarrow M_A = 1,65 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{0,00165}{1 * (0,13)^2 * 14,20} \rightarrow \mu = 0,0068$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,008 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$ alors :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0085 \Rightarrow Z = 0,129 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{348} \left(\frac{0,00165}{0,129} - 5,36 * 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0,214 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d^2 * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{min} > A_{st}$

Choix des armatures : $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

Espacement

Armatures principale : $St \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $St \leq 80/3 = 26,66 \text{ cm}$. On adopte $St = 25 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau = \min\{ 0,15 f_{c28}/\gamma_b, 4\text{MPa} \} = \tau = \min\{ 3,75, 4\text{MPa} \}$$

$$V_u = F_p + Q; V_u = 3,18 + 1; V_u = 4,18 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4,18}{1 \times 0,13} \times 10^{-3} = 0,0322 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau \quad \text{Vérifié}$$

➤ **E.L.S :**

$$d = 0,13 \text{ m}; N_{ser} = 3,97 \text{ KN}; M_{ser} = 0,8 \text{ KN.m}; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right), \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * y}{S}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s(d-y)}{S}$$

$$\sigma_{sc} = \eta - \frac{N_s(d-d')}{S}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e = M_s / N_s + (d-h/2) \Rightarrow e = \frac{0,8}{3,97} + (0,13 - 0,15/2) \Rightarrow e = 0,256 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow "c" \text{ à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.13 - 0.256 \Rightarrow c = -0.126 \text{ m.}$

$y_{ser} = y_c + c; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$

$p = -3 (h/2 - e)^2 + \frac{6\eta Ast}{b} (d - h/2 + e) \rightarrow p = -0,047 \text{ m}^2$

$q = -2(h/2 - e)^3 - \frac{6\eta Ast}{b} (d - h/2 + e) \rightarrow q = 0,0051 \text{ m}^3$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.24 \Rightarrow y_{ser} = 0.114 \text{ m}$

$u_t = \frac{by^2}{2} - 15x Ax (d - y) ; u_t = 6,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

$\sigma_{bc} = \frac{3,97 \times 0,114}{6,45} ; \sigma_{bc} = 0,07 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = n \frac{Ns(d-x)}{S} = 15 \frac{3,97(0,13-0,114)}{6,45} = 0,147 \text{ MPa}$

Vérification:

- ❖ $\sigma_{bc} = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots (CV)$
- ❖ $\sigma_{st} = 0,147 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots (CV)$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

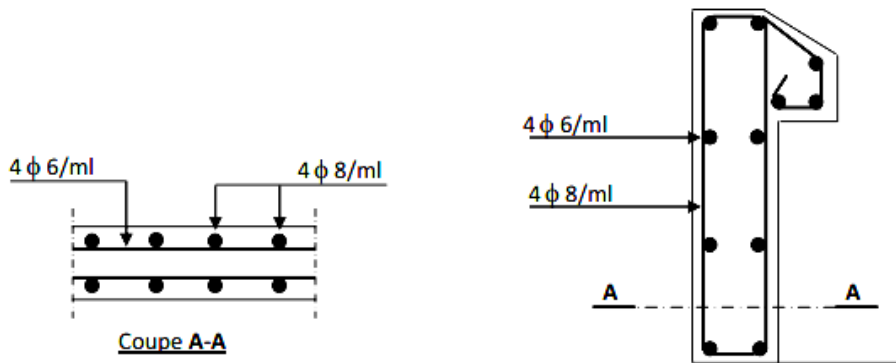


Figure.III.20: Coffrage et ferrailage de l'acrotère

III .9. Etude de l'ascenseur

.1 Introduction

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

L: Longueur de l'ascenseur=180cm.

l: Largeur de l'ascenseur=160cm.

H: Hauteur de l'ascenseur=200cm.

Fc: Charge due à la cuvette =145KN .

Pm: Charge due à l'ascenseur =15KN .

Dm : Charge due à la salle des machines = 51 KN.

o La charge nominale est de 630kg.

La vitesse :v=1.6m/s

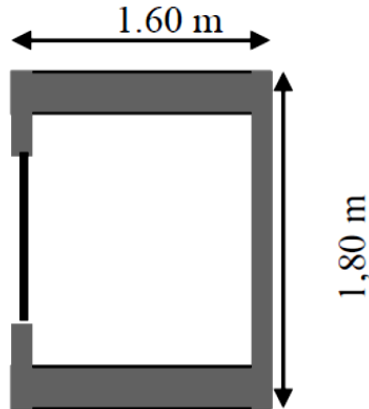


Figure.III.21:Cage d'ascenseur

.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

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

On a : $l_x=1,6m$; $l_y=1,8$;donc surface $s= 2,88 m^2$.

❖ **Descente des charges**

Dalle machine: ($ep= 20$ cm)

$$G1=25*0,20=5kn/m^2$$

$$G2=22*0,05=1,1kn/m^2$$

$$G'=G1+G2=6,1kn/m^2$$

$$G''=\frac{Fc}{s} = \frac{145}{2,88} = 50,35kn/m^2$$

$$G_{totale}=56,45 kn/m^2.$$

$$Q=1,5 kn/m$$

.3 Cas d'une charge repartie

.3.1 Calcul de la sollicitation;

A lelu

$$P_{total}=1.35xG+1.5xQ= 78,46kn/m$$

$$U_x=0.0676$$

$$U_y=0.7438$$

$$M_x=U_x P_{total} l_x^2= 13,58kn.m$$

$$M_y=U_y M_x= 10,09kn.m$$

$$M_{t-x}=10,19kn.m$$

$$M_{t-y}=7,57kn.m$$

$$M_{a-x}=M_{a-y}= -6,79kn.m$$

.3.2 Ferrailage :

On fera le calcul de dalle pour une bande de 1 m et de longueur et 16 cm d'épaisseur à la flexion simple

Calcul du ferrailage dans le sens X-X :

$M_{travée} = 10,19 \text{ KN.m}$

$M_{appuis} = 6,79 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10190}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,20} = 0,035 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,044$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 \cdot 0,044) = 14,14 \text{ cm}$

$A_x = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{10190}{14,14 \cdot 348} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul du ferrailage dans le sens y-y :

$M_{travée} = 7,57 \text{ KN.m}$

$M_{appuis} = 6,79 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7570}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,20} = 0,026 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,033$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 \cdot 0,033) = 14,21 \text{ cm}$

$A_x = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{7570}{14,23 \cdot 348} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis :

$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6790}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,20} = 0,023 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,4(1 - 0,4 \cdot 0,029) = 14,23 \text{ cm}$

$A_{G-D} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{6790}{14,23 \cdot 348} = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification :

On calcul a min ; on a des ha f e400 $p=0.0008 = 15 \text{ cm}$ $d=100 \text{ cm}$ $p=0.88$ $V_u \text{ max} = 43,51$

$\tau_u = 0,31 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPA}$ (fissuration peu nuisible).

$St_x \leq \text{Min}(3e; 33 \text{ cm}) \quad St = 33 \text{ cm}$

$St_y \leq \text{Min}(4e; 45 \text{ cm}) \quad St = 45 \text{ cm}$

$\tau_u^{lim} = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ mpa}$

Tableau.III. 13. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Sens	Amin	St	Aty	A adopté
x-x	1,272	25	1,35	4HA12=4,52 cm ²
y-y	1,2	25	1,35	4HA12=4,52 cm ²

.4 Cas de charges concentrées

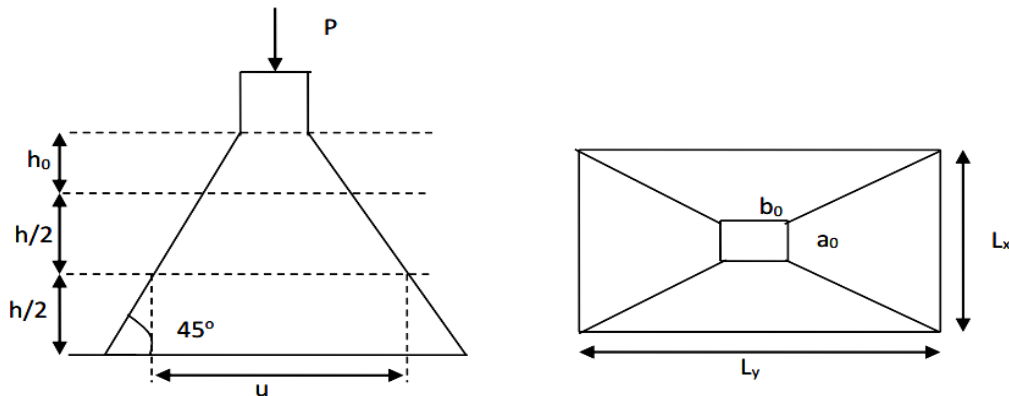


Figure.III.22.L'ascenseur

la charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$)

On calcule le rectangle d'impact ($u \times v$)

$$U = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à l_x

b_0 et v : dimension // à l_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : épaisseur du revêtement

ξ : coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}$$

$$U = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_1 + \nu M_2) q$$

ν : coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

ELU

$$v=0$$

$$M_1=0.064$$

$$M=0.0724$$

$$\frac{v}{lx} = \frac{102,5}{160} = 0,64$$

$$\frac{v}{lx} = \frac{102,5}{180} = 0,57$$

$$G=72.3KN$$

$$qu=1.35 \times 97.605Kn$$

$$M_{x1}=0,085 \times 97,605 = 8,296$$

.4.1 Moment du aux poids propre de la dalle

$$M_{x2}=1.08knm$$

$$M_{y2}=0.80knm$$

.4.2 La superposition des moments

$$M_x=M_{x1}+M_{x2} = 8.296+1.08 = 9.37knm$$

$$M_y=M_{y1}+M_{y2}=6.636+0.682=10.782knm$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h= 20cm$

.4.3 moment en travées :

$$M=0.75 \times 9.37=7.02knm$$

$$M=0.75 \times 74.43=5.57knm$$

.4.4 Moment en appuis

$$M=m=0.5 \times m=0.5 \times 9.37=-4.68knm$$

TABLEAU.III. 14.Moments en appuis et en travées

Sens	Mt KN.m	Ma KN.m	At cal	At min
x-x	7,02	-4,68	1,51	1,13
y-y	5,57	-4,68	1,35	1,13

Vérification a l'ELU : on a un chargement concentre et fpn

$$St \leq \text{Min}(3e ; 25cm)$$

$$St \leq \text{Min}(3e.33\text{cm}) \quad St = 25\text{cm}$$

Tableau.III. 15.Ferrailage de dalle de l'ascenseur.

Sens	Amin	St	Aty	A adopté
x-x	1,272	25	1,35	4HA12=4,52 cm ²
y-y	1,2	25	1,35	4HA12=4,52 cm ²

Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si:

$$Q_u \leq \frac{0,045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

QU: charge de calcul a ELU.

H :L'épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2(u+v) = 410 \text{ cm}$$

$$Q_u = 97,6 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4,1 \times 0,15 \times 25 \times 1000}{1,5} = 461,5 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / b d < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

l'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v, \text{ au milieu de } u : V_u = q_u / (2u + v) = 31,74 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0,235 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

➤ ELU

1) les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G = 72,3 \text{ KN}$$

$$M_x1 = (M1 + v M2) q_{ser} = (0,085 + 0,2 \times 0,068) \times 72,3 = 7,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y2 = (M2 + u M1) q_{ser} = 6,14 \text{ KN.m}$$

2) les moments dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 5,88 + 1,5 = 7,38$$

$$M_x2 = U_x q_{ser} l^2 = 0,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y2 = u_y M_x2 = 0,8216 \times 0,91 = 0,78$$

3) la superposition des moments:

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,03$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,69$$

Vérification des contraintes:

-moment en travées:

$$M_{x-t} = 6,02$$

$$M_{y-t} = 6,89$$

-moment en appuis

$$M_{a-x} = M_{a-y} = -4,015 \text{ KN.m}$$

Tableau.III. 16. Résultats de calcul des contraintes

localisation	sens	Mser (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm)	σ _{bc} (MPa)
Travée	x-x	6,02	3,14	3,12	6087,13	3,08
Travée	y-y	5,16	3,14	2,92	4713,12	3,09

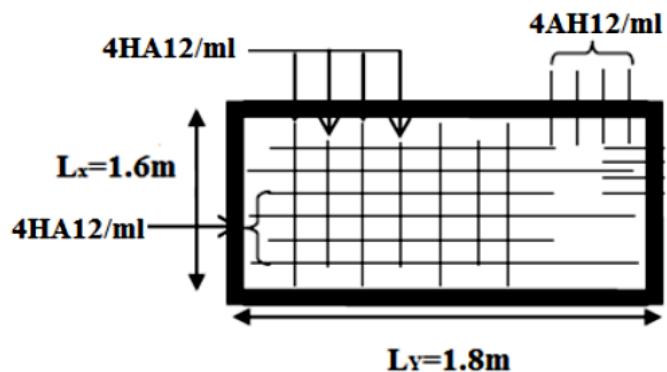
En travée :

$$\text{Sens x-x : } = 3,08 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } = 3,09 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } = 2,48 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l_x} > \max\left(\frac{M_{x-t}}{20 \times M_{0x}} ; \frac{3}{80}\right) \rightarrow 0,094 > 0,037$$



$$A_s \leq \frac{2bd}{f_e} \rightarrow 3,14 < 6,75$$

Figure.III.23: Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Conclusion :

Dans ce chapitre, le calcul des dimensions et des ferrailages de tous les éléments secondaires de la structure a été élaboré. Ce qui sert à diminuer le nombre d'éléments modélisés pour le calcul dynamique.

CHAPITRE IV

Etude sismique

Chapitre IV Etude sismique

IV.1. Introduction

Vue que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité IIb, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage pour cela, on a utilisé le logiciel ETABS.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie..

IV.3. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :
Ultime, service, accidentel.

$$ELU=1.35*G+1.5Q$$

$$ELS=G+Q$$

$$G+Q\mp 1.2*E$$

$$G+Q\mp E$$

$$0.8*G\mp E$$

IV.4. Choix de la méthode de calcul

Selon le RPR99/V2003 le calcul des forces sismique peut être mené par deux méthodes.

- **Méthode statique équivalente**

Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- **Méthode dynamique**

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.

N.B :

La portée totale dans les deux sens X et Y a dépassé les 30m et vue les exigences de l'RPA99, une étude thermique a été élaborée pour l'exploitation des résultats.

IV.5. Vérification des conditions d'application

IV.5.1. Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

- ◆ **A** : coefficient de la zone (tableau 4.1 de RPA 99)
- ◆ **D** : facteur d'amplification dynamique (article 4.2 de RPA 99)

Chapitre IV Etude sismique

- ◆ **Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4 du RPA99/V2003)
- ◆ **R** : coefficient de comportement (tableau 4.3 du RPA99/v2003)
- ◆ **W** : poids total de la structure.

IV.5.2. Résultante de la force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente. (**Article 4-6-3** RPA 99/v2003)

IV.5.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

Coefficient d'accélération **A** :

Zone IIb D'après la classification sismique de wilaya de Mostaganem (RPA 99)

- Groupe d'usage 1B (ouvrage de grande importance) puisque sa hauteur totale dépasse 48 m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient du **tableau 4.1 du RPA99/v2003**

→ **A = 0,25**

Coefficient de comportement global de la structure **R** :

La valeur de R est donnée par le **tableau 4.3 R.P.A99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4 du R.P.A99/2003**.

Dans notre structure on a un système mixte avec portiques/voiles avec interaction alors le coefficient de comportement global de la structure est :

→ **R = 5**

Facteur de qualité **Q** :

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- **Sens longitudinal :**

Pour r+6 (3travées) :

$$6,25/6,2 = 1,01 < 1,5$$

$$6,2/6,1 = 1,02 < 1,5$$

→ Critère observé $pqx = 0$

Pour r+12 (6 travées)

$$6,2/6,2 = 1 < 1,5$$

- **Sens transversal :**

Pour r+6 :(3 travées) :

$$5,73/5,73 = 1 < 1,5$$

$$5,73/5,73 = 1 < 1,5$$

Pour r+12 (7 travées)

$$5,73/5,73 = 1 < 1,5$$

→ Critère observé $pqy = 0$

=>critère observé $pq = 0$

Chapitre IV Etude sismique

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **Sens longitudinal :**

Pour r+6 (4 files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 6,25 / 6,1 = 1,03 < 1,5$$

Pour r+12 (8files)

$$L_{\max} / L_{\min} = 6,2/6,2 = 1 < 1,5 \quad \Rightarrow \text{critère observé } p_{qx} = 0$$

- **Sens transversal**

Pour r+6(4files) et pour r+12(7 files):

$$L_{\max} / L_{\min} = 5,73 / 5,73 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_{qy} = 0$$

Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

$$L_x / L_x = 5,73/40,11 = 0,14 < 0,25 \text{ c.v}$$

$$L_y / L_y = 6,2/37,2 = 0,17 < 0,25 \text{ c.v}$$

$$L_x / L_y = 40,11/37,2 = 1,08 < 4 \text{ c.v}$$

La structure est régulière en plan.

Selon (**l'article 3-5-2RPA 99/v2003**) : Notre structure est régulière en plan car les critères de a1 a a4 sont respectés.

Donc le critère est observé $p_q = 0$

Régularité en élévation :

Selon le RPA 99 (**Article 3-5-3**)Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement a la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Notre structure est régulière en élévation car les critères de b1 a b4 sont respectés.

$$B' / B = 28,65/40,11 = 0,72 > 0,67 \text{ c.v}$$

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

Donc: $p_q = 0,05$

Chapitre IV Etude sismique

Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

$p_q = 0,1$

Tableau. IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Pq	
	Sens xx	Sens yy
1- conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2- redondance en plan.	0	0
3-régularité en plan.	0	0
4- régularité en élévation.	0	0
5-contrôle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
Σ	0,15	0,15

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_{qi} \text{ (Tableau 4.4 du RPA99/v2003)}$$

Sens longitudinal (yy) $\rightarrow Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$

Sens transversal (xx) $\rightarrow Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$

IV.5.4. Choix de la méthode de calcul :

Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7 + 2}} = 0,88 > 0,7 \rightarrow CV. \text{ (Formule 4.3 RPA99/v2003)}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

Le facteur D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{0,2} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5 \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{0,2} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{0,5} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{(Article 4.2 du RPA99/v2003)}$$

Avec :

- η : facteur d'amortissement donné par la formule :

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

Chapitre IV Etude sismique

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a des portiques en béton et un remplissage dense.

Donc : $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,88 > 0,7 \dots CV$

- T : période fondamentale donnée par la formule : $T = 0,09h_N / \sqrt{L}$
- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site très meuble S4 donnée par le **tableau 4 du RPA99/v2003** $\rightarrow T_2 = 0,7 \text{ sec}$

Valeurs du coefficient C_T :

- ❖ A partir du (**Tableau 4-6 du RPA99/v2003**) Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palestres angulées et des murs en maçonnerie
- ❖ $\rightarrow C_t = 0,050$

Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus Petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99/v2003**

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T_{rpa} = C_T(h_N)^{3/4} = (\text{Formule 4.6 du RPA99/v2003})$$

$$T = 0,09h_N / \sqrt{L} (\text{Formule 4.7 du RPA99/v2003})$$

Tableau.IV.2.Portées des deux blocs dans les deux sens

Bloc	h_N (m)	L_x (m)	L_y (m)
R+6	24,48	17,19	18,55
R+12+2ssols	51	40,11	37,2

Tableau.IV.3.Périodes des deux blocs dans les deux sens

Bloc / Période(s)	T_{rpa}	T_x	T_y
R+6	0,55	0,53	0,51
R+12+2ssols	0,9542	0,7247	0,7526

Calcul des facteurs D:

Pour le bloc r+6 :

On prend : $T' = 0,53 \text{ sec}$ $T' = 0,53 < T_2 = 0,7 \text{ sec}$

$2,5 \times \eta \dots \dots \dots 0 < T < T_2$

$\rightarrow D_x = D_y = 2,205$

Pour le bloc r+12+2ssols ;

O prend : $T' = 0,9542 \text{ sec}$ $T_2 < T' < 3s$

$$D = 2,5 * \eta \left(\frac{T_2}{T'}\right)^{2/3} = 1,79$$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS 9.7.44, la valeur trouvée est comme suit :

Chapitre IV Etude sismique

R+6	W=24435,51 kN
R+12+2ssols	W=149894,12 kN

La force sismique totale à la base de la structure est :

R+6	V=3098,12 KN
R+12+2ssols	V=15427,84 KN

Les données géométriques :

Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Le centre de masse : on les détermine à partir d'un repère global :

-pour le r+6

$$\begin{aligned} X_i &= \frac{\sum m_i \times x_i}{\sum m_i}; \\ Y_i &= \frac{\sum m_i \times y_i}{\sum m_i}; \end{aligned} \rightarrow \begin{pmatrix} X_G = 8,735 \text{ m} \\ Y_G = 9,25 \text{ m} \end{pmatrix}$$

-pour le r+12+2ssols

$$\begin{aligned} X_i &= \frac{\sum m_i \times x_i}{\sum m_i}; \\ Y_i &= \frac{\sum m_i \times y_i}{\sum m_i}; \end{aligned} \rightarrow \begin{pmatrix} X_G = 20,117 \text{ m} \\ Y_G = 18,544 \text{ m} \end{pmatrix}$$

❖ **Calcul du centre de torsion :** Apres avoir calculés les inerties des poteaux et voiles on aura :

-pour r+6 :

$$X_c = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} X_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} \rightarrow X_{CT} = 8,606 \text{ m}$$

$$Y_c = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} Y_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} \rightarrow Y_{CT} = 11,396 \text{ m}$$

-pour le r+12 +2 ssols

$$X_c = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} X_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} \rightarrow X_{CT} = 20,31 \text{ m}$$

$$Y_c = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} Y_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} \rightarrow Y_{CT} = 17,591 \text{ m}$$

Tableau.IV.4.Caractéristiques géométriques du R+6.

Niveau	Position du centre de masse			Position du centre de torsion		Excentricité	
	Masse (kN)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	361,9549	8,735	9,25	8,606	11,396	0,129	2,146
1^{er}	344,9026	8,706	9,249	8,608	12,48	0,098	3,231
2^{ème}	352,2491	8,714	9,273	8,616	12,894	0,098	3,621
3^{ème}	349,068	8,715	9,273	8,626	12,814	0,089	3,541
4^{ème}	336,3521	8,72	9,273	8,636	12,604	0,084	3,331
5^{ème}	334,0639	8,72	9,274	8,646	12,391	0,074	3,117
6^{ème}	333,2438	8,658	9,274	8,653	12,258	0,005	2,984

Tableau.IV.5.Caractéristiques géométriques du R+12

Niveau	Position du centre de masse			Position du centre de torsion		Excentricité	
	Masse (t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)	e _x (m)	e _y (m)
s/sol 2	807,6568	20,117	18,544	20,031	17,591	0,086	0,953
s/sol 1	742,4234	20,134	18,529	20,065	17,852	0,069	0,677
RDC	905,4923	19,974	22,595	20,056	17,329	0,082	5,266
1^{ème}	1354,0144	19,995	19,55	20,053	17,589	0,058	1,961
2^{ème}	1255,7347	20,246	19,272	20,053	17,956	0,193	1,316
3^{ème}	1252,6186	19,99	19,337	20,052	18,307	0,062	1,03
4^{ème}	1159,812	19,984	18,989	20,052	18,605	0,068	0,384
5^{ème}	967,2752	20,354	17,456	20,052	18,836	0,302	1,38
6^{ème}	1004,4833	20,034	16,695	20,051	19,021	0,017	2,326
7^{ème}	875,7194	19,959	18,092	20,051	19,179	0,092	1,087
8^{ème}	865,7971	19,955	18,088	20,05	19,326	0,095	1,238
9^{ème}	855,8274	19,954	18,081	20,05	19,464	0,096	1,383
10^{ème}	840,8387	19,955	18,071	20,05	19,596	0,095	1,525
11^{ème}	832,4221	19,954	18,065	20,049	19,727	0,095	1,662
12^{ème}	926,4165	20,01	18,266	20,049	19,854	0,039	1,588

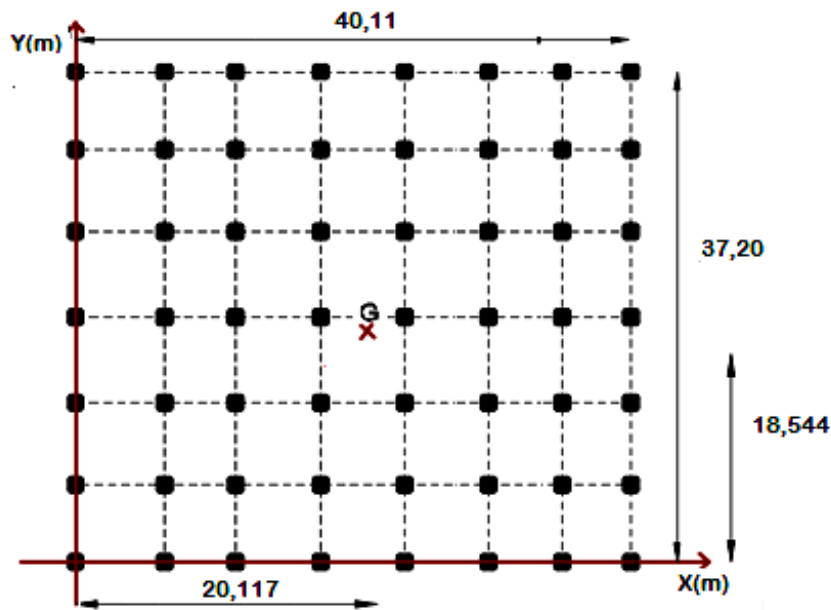


Figure IV.1. Vue en plan représentant le centre de gravité

Excentricité réelle :

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

*pour r+12

$$e \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_G - X_{CT} \\ Y_G - Y_{CT} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20,117 - 20,031 \\ 18,544 - 17,591 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,086 \\ 0,953 \end{pmatrix}$$

- **Excentricité théorique :**

$$e_{théorique} = 5\% L_{max} = 0,05 \times 40,11 = 2,01 \text{ m}$$

$$e \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \max(e_{x,y} ; e_{théorique}) = \begin{pmatrix} 2,01m \\ 2,01m \end{pmatrix}$$

*pour r+6

$$e \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_G - X_{CT} \\ Y_G - Y_{CT} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 8,735 - 8,606 \\ 9,25 - 11,396 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,129 \\ 2,146 \end{pmatrix}$$

- **Excentricité théorique :**

$$e_{théorique} = 5\% L_{max} = 0,05 \times 18,55 = 0,93 \text{ m}$$

$$e \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = \max(e_{x,y} ; e_{théorique}) = \begin{pmatrix} 0,93m \\ 2,146m \end{pmatrix}$$

IV .6 Les méthodes dynamiques

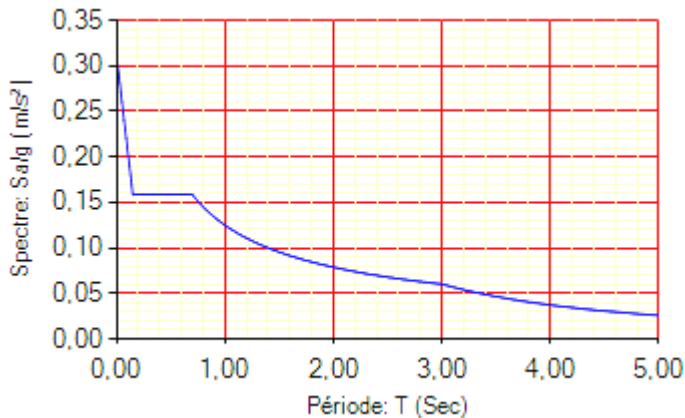


Figure IV.2.Spectre de réponse

IV .6.1 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales .Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tels 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 des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV .6.2 Disposition des voiles de contreventement :

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure

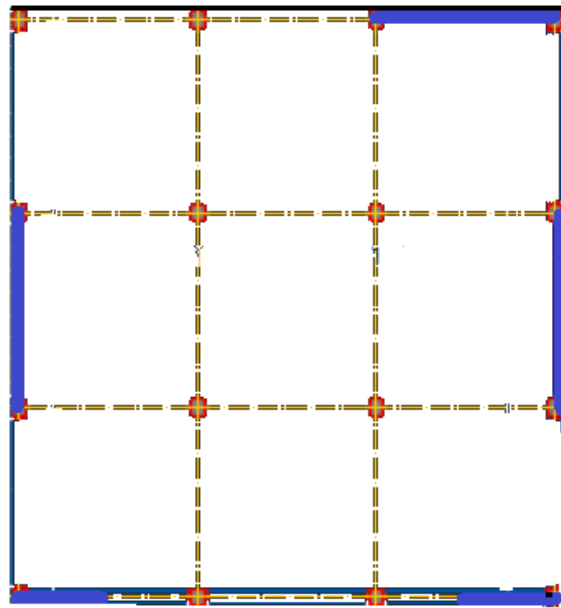


Figure . IV.3. Dispositions des voiles

IV .6.3 Résultats et discussion :

6.3.1.Périodes de vibration et participation massique

Tableau.IV.6.Période et taux de participation pour le R+6

Mode	Période	Masse modale Ux [%]	Masse modale Uy [%]	Masse cumulées Ux [%]	Masse cumulées Uy [%]
1	0,674538	67,5331	0,0039	67,5331	0,0039
2	0,465979	0,0051	69,6516	67,5382	69,6555
3	0,366227	1,8408	0,0019	69,379	69,6574
4	0,158888	18,4425	0,0008	87,8214	69,6582
5	0,109924	0,0013	20,6267	87,8228	90,2849
6	0,084323	1,1885	0,0041	89,0113	90,2889
7	0,069113	5,6771	0,0002	94,6884	90,2891

Chapitre IV Etude sismique

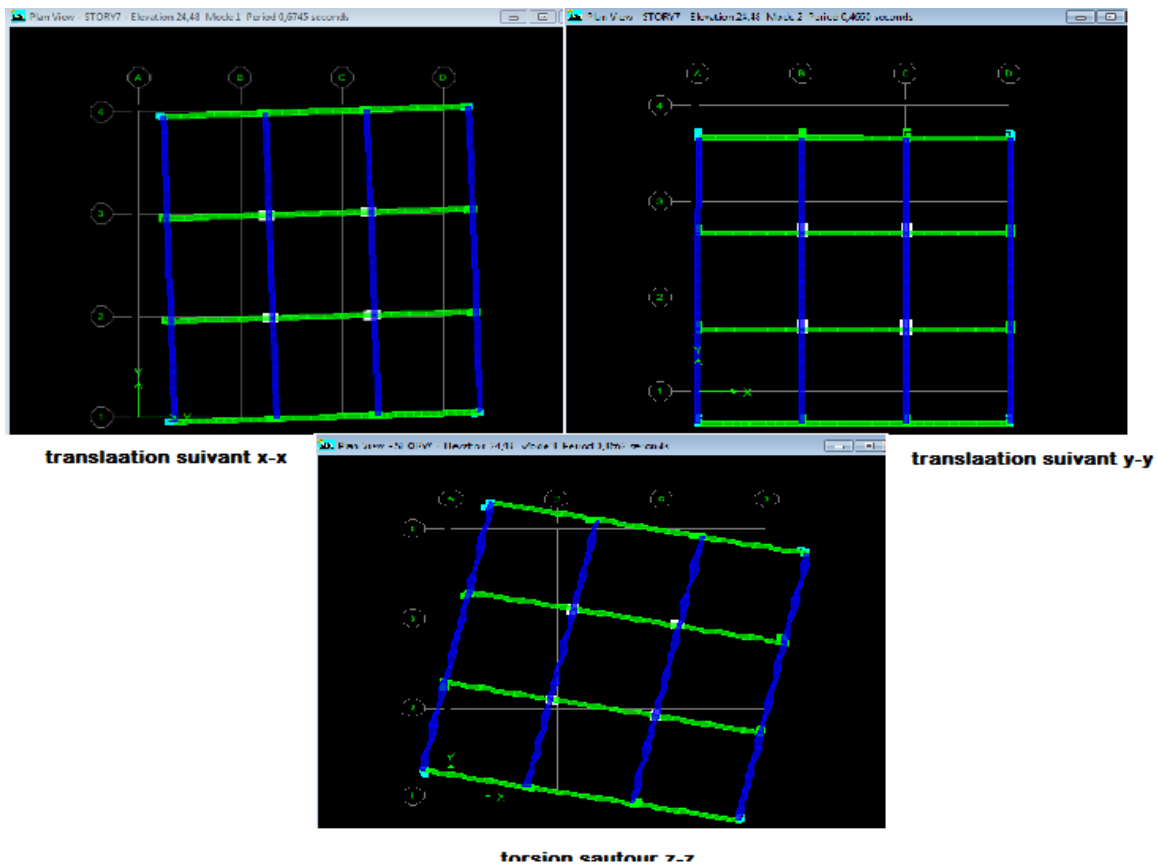


Figure . IV.4.Les modes de déformation pour le R+6

TABLEAU.IV.7. Période et taux de participation R+12+ 2ssols

Mode	Période	Masse modale Ux [%]	Masse modale Uy [%]	Masse cumulées Ux [%]	Masse cumulées Uy [%]
1	1,088687	0,0097	61,6868	0,0097	61,6868
2	1,042053	43,6806	0,0306	43,6903	61,7174
3	0,939498	17,478	0,0084	61,1683	61,7257
4	0,284477	0,0003	19,7757	61,1685	81,5014
5	0,275271	2,9533	0,0041	64,1218	81,5056
6	0,257048	17,3281	0,0001	81,4499	81,5056
7	0,127876	0	5,9571	81,4499	87,4627
8	0,122273	0,127	0,0135	81,5769	87,4762
9	0,116827	5,982	0,0002	87,5589	87,4764
10	0,078131	0,0002	2,5745	87,5591	90,0509
11	0,076211	0,5514	0,0014	88,1105	90,0523
12	0,071541	2,0686	0	90,1791	90,0523

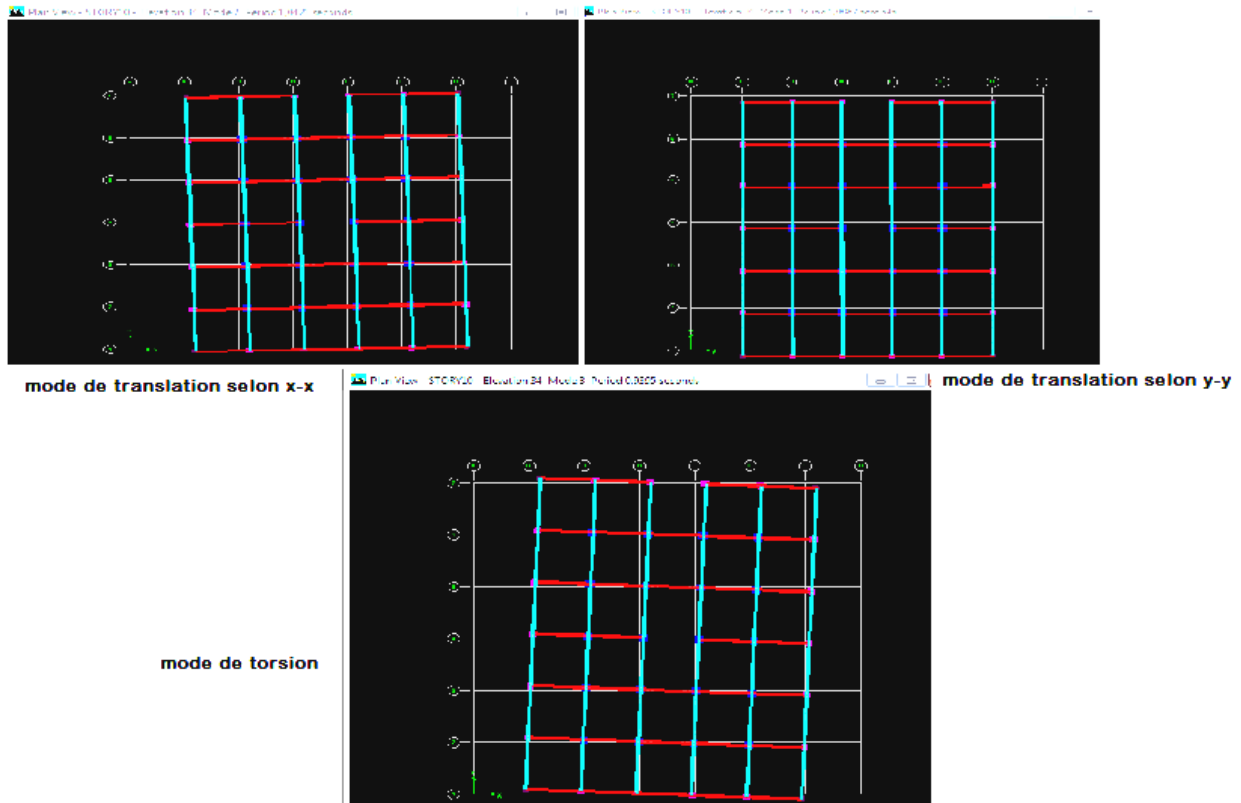


Figure . IV.5.Les modes de déformation pour le R+12

6.3.2 .Analyse des résultats

Pour le r+6

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l’axe x-x atteint les 90% au bout de 7 modes, et selon l’axe y-y au bout de 5 modes.

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon l’axe y-y montré sur la figure précédente, pour le deuxième mode, on observe un mode de translation selon l’axe x-x .

Pour le R+12

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l’axe x-x atteint les 90% au bout de 12 modes, et selon l’axe y-y au bout de 10 modes.

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon l’axe x-x montré sur la figure précédente, pour le deuxième mode est donne un mode de translation selon l’axe y-y .

La période fondamentale statique majorée de30 % est :

R+6	$1,3T' = 0,689$
R+12+2ssols	$1,3T' = 1,241$

Chapitre IV Etude sismique

6.3.3. Justification de l'interaction voiles portiques

1)-Sous charges verticales

$\frac{\sum F_{Portique}}{\sum F_{Portique} + \sum F_{Voile}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{Voile}}{\sum F_{Portique} + \sum F_{Voile}} \leq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS sont

Tableau.IV.8.Charges verticales reprises par les portiques et voiles pour R+12

Niveau	Portique kN	Voile kN	Portique %	Voile %
6eme	3464,66	850,94	80,28	19,72
5eme	7243,36	1801,57	80,08	19,92
4eme	10983,54	2670,35	80,45	19,55
3eme	15738,81	3719,09	80,89	19,11
2eme	20238,09	5034,21	80,08	19,92
1^{er}	25474,21	6309,72	80,15	19,85
RDC	29895,81	7312,40	80,35	19,65

Tableau.IV.9.Charges verticales reprises par les portiques et voiles pour R+12.

Niveau	Portique kN	Voile kN	Portique %	Voile %
12eme	10444,81	2585,49	80,15	19,85
11eme	19545,29	4677,73	80,69	19,31
10eme	29750,67	7286,21	80,33	19,67
9eme	40200,61	9107,21	81,53	18,47
8eme	50668,29	11045,85	82,10	17,90
7eme	61795,76	12635,07	83,02	16,98
6eme	73921,01	15353,75	82,8	17,20
5eme	86683,19	16561,84	83,96	16,04
4eme	102914,54	17733,41	85,28	14,72
3eme	120777,43	18728,9	86,58	13,42
2eme	137290,65	20773,92	86,86	13,14
1^{er}	157063,07	21576,35	87,92	12,08
RDC	163699,85	26766,56	85,96	14,04
1^{er} ssol	167605,63	28055,93	85,66	14,34
2eme ssol	160852,35	37378,01	81,14	18,86

♦ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est presque vérifiée

2)-Sous charges horizontales

$\frac{\sum F_{Portique}}{\sum F_{Portique} + \sum F_{Voile}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{Voile}}{\sum F_{Portique} + \sum F_{Voile}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Tableau.IV.10.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles pour R+6

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique kN	Voile kN	Portique %	Voile %	Portique kN	Voile kN	Portique %	Voile %
6eme	399,62	1003,4	28,48	71,52	198,58	274,74	41,95	58,05
5eme	977,73	1778,86	35,47	64,53	727,12	956,02	43,20	56,8
4eme	1926,64	3250,22	37,22	62,78	1529,03	2095,9	42,2	57,8
3eme	3620,23	5526,96	39,48	60,52	2748,5	3165,34	46,47	53,53
2eme	5628,91	9369,72	37,53	62,47	4054,02	4726,22	46,17	53,83
1 ^{er}	8833,84	16081,32	35,46	64,54	5942,19	5940,34	50,01	49,99
RDC	10395,08	22497,46	31,60	68,40	7059,99	9230,98	43,34	56,66

Tableau.IV.11.Charges horizontales reprises par les portiques et voiles pour R+12

niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique kN	Voile kN	Portique %	Voile %	Portique kN	Voile kN	Portique %	Voile %
12eme	1146,73	1962,3	36,88	63,12	1088,13	1055,95	50,75	49,25
11eme	2455	2988,08	45,10	54,90	2255,04	1342,31	62,69	37,31
10eme	4244,63	3857,67	52,39	47,61	3533,38	1775,65	66,55	33,45
9eme	6832,94	4773,5	58,87	43,13	5216,69	2329,09	69,13	30,87
8eme	10253,76	5537,97	64,93	35,07	7477,3	2805,69	72,72	27,28
7eme	14455,71	6126,09	70,24	29,76	10299,21	3237,84	76,08	23,92
6eme	18846	6846,91	73,35	26,65	13706,09	3490,78	79,7	20,30
5eme	24428,28	7275,72	77,05	22,95	17577,46	3985,67	81,52	18,48
4eme	31698,7	7508,54	80,85	19,15	23184,03	4137,25	84,88	15,12
3eme	39193,04	8137,47	82,81	17,19	28745,57	4648,86	86,08	13,92
2eme	46522,44	8544,33	84,48	15,52	34279,57	5158,88	86,92	13,08
1 ^{er}	55839,21	8685,15	86,54	13,46	41533,7	5542,2	88,22	11,78
RDC	60042	7568,57	88,81	11,19	44875,37	4843,85	90,26	9,74
1 ^{er} ssol	61106,26	10313,52	85,56	14,44	46245,94	7560,49	85,95	14,05
2eme ssol	53892,01	8018,77	87,05	12,95	42150,71	4429,28	90,49	9,51

♦ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous les charges horizontales selon x-x et y-y sont tous vérifiant, pour les deux blocs.

6.3.4.Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau.IV.12.Résultante des forces sismiques pour R+6

Résultante des forces sismiques	V_s t(KN)	0,8 V_s t(KN)	V_{dyn} (KN)	observation
Sens x-x	3098,12	2478,496	2675,29	c.v
Sens y-y	3098,12	2478,496	2823,95	c.v

Tableau.IV.13.Résultante des forces sismiques pour R+12

Résultante des forces sismiques	V_s t(KN)	0,8 V_s t(KN)	V_{dyn} (KN)	observation
Sens x-x	15427,84	12342,27	13462,71	c.v
Sens y-y	15427,84	12342,27	13890,17	c.v

♦ **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

6.3.5.Vérification vis à vis des déformations :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

:Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R:Coefficient de comportement. =5

Le déplacement relatif au niveau Kpar rapport au niveau K-1est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 4.19)}$$

Avec $\Delta k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 5.10)}$

:Étant la hauteur de l'étage.

Tableau.IV.14. Vérification des déplacements relatifs pour R+6

Sens x-x				Sens y-y			
niveau	Drift X	Δk_x	$< 1\% \times h_e$	niveau	Drift Y	Δk_y	$< 1\% \times h_e$
6eme	0,001477	0,025109	0,034	6eme	0,000636	0,010812	0,034
5eme	0,00153	0,02601	0,034	5eme	0,000653	0,011101	0,034
4eme	0,001529	0,025993	0,034	4eme	0,000639	0,010863	0,034
3eme	0,001444	0,024548	0,034	3eme	0,000592	0,010064	0,034
2eme	0,001255	0,021335	0,034	2eme	0,000507	0,008619	0,034
1 ^{er}	0,000941	0,015997	0,034	1 ^{er}	0,000382	0,006494	0,034
RDC	0,0004	0,00816	0,0408	RDC	0,000181	0,0036924	0,0408

Tableau.IV.15. Vérification des déplacements relatifs pour R+12

Sens x-x				Sens y-y			
niveau	Drift X	Δk_x	$< 1\% \times h_e$	niveau	Drift Y	Δk_y	$< 1\% \times h_e$
12 ^{eme}	0,001575	0,026775	0,034	12 ^{eme}	0,001351	0,022967	0,034
11 ^{eme}	0,001617	0,027489	0,034	11 ^{eme}	0,001404	0,023868	0,034
10 ^{eme}	0,001632	0,027744	0,034	10 ^{eme}	0,001426	0,024242	0,034
9 ^{eme}	0,001633	0,027761	0,034	9 ^{eme}	0,001442	0,024514	0,034
8 ^{eme}	0,001605	0,027285	0,034	8 ^{eme}	0,001438	0,024446	0,034
7 ^{eme}	0,001544	0,026248	0,034	7 ^{eme}	0,001412	0,024004	0,034
6 ^{eme}	0,001409	0,023953	0,034	6 ^{eme}	0,00136	0,02312	0,034
5 ^{eme}	0,001327	0,022559	0,034	5 ^{eme}	0,001286	0,021862	0,034
4 ^{eme}	0,001218	0,020706	0,034	4 ^{eme}	0,001183	0,020111	0,034
3 ^{eme}	0,001093	0,018581	0,034	3 ^{eme}	0,001082	0,018394	0,034
2 ^{eme}	0,000941	0,015997	0,034	2 ^{eme}	0,000954	0,016218	0,034
1 ^{er}	0,000765	0,013005	0,034	1 ^{er}	0,000796	0,013532	0,034
RDC	0,000498	0,0101592	0,0408	RDC	0,000532	0,0108528	0,0408
1 ^{er} ssol	0,000104	0,0015912	0,0306	1 ^{er} ssol	0,000111	0,0016983	0,0306
2 ^{eme} ssol	0,000053	0,0008109	0,0306	2 ^{eme} ssol	0,000059	0,0009027	0,0306

• **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage

6.3.6 .Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)] :

Chapitre IV Etude sismique

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

PK: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$PK = \sum_{i=K} (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

i=K

Tableau.IV.16.Caractéristiques modales

niveau	hk	pk	Vx	Δx	θ	Vy	Δy	θ
6 ^{ème}	3,4	3576,37	806,53	0,025109	0,03274707	869,39	0,010812	0,01308142
5 ^{ème}	3,4	6903,68	1366,32	0,02601	0,03865357	1443,13	0,011101	0,01561919
4 ^{ème}	3,4	10250,16	1806,05	0,025993	0,04338887	1869,19	0,010863	0,01752056
3 ^{ème}	3,4	13736,5	2153,92	0,024548	0,04604513	2214,63	0,010064	0,01835974
2 ^{ème}	3,4	17243,69	2404,66	0,021335	0,04499769	2490,56	0,008619	0,01755138
1 ^{er}	3,4	20686,9	2567,65	0,015997	0,03790698	2691,07	0,006494	0,01468263
RDC	4,08	24435,52	2665,19	0,00816	0,01833679	2821,08	0,0036924	0,00783889

VK: effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

hK: hauteur de l'étage "k".

- Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_K)$.
- Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.17.Vérification l'effet P-Δ pour r+12+2ssol

Nive	hk	Pk	Vx	Δx	θ	Vy	Δy	θ
12	3,4	10013,3	2086,87	0,026775	0,03778613	2118,73	0,022967	0,03192471
11 ^{em}	3,4	18297,97	3514,72	0,027489	0,04209129	3590,53	0,023868	0,03577515
10 ^{em}	3,4	26770,67	4645,47	0,027744	0,04702402	4768,11	0,024242	0,04003156
9 ^{ème}	3,4	35362,27	5605,17	0,027761	0,0515119	5774,11	0,024514	0,04415606
8 ^{ème}	3,4	44040,52	6427,17	0,027285	0,05498924	6634,84	0,024446	0,04772554
7 ^{ème}	3,4	52839,67	7146,05	0,026248	0,0570836	7381,23	0,024004	0,0505401
6 ^{ème}	3,4	63057,54	7880,21	0,023953	0,05637418	8146,42	0,02312	0,05263555
5 ^{ème}	3,4	72819,07	8509,69	0,022559	0,05677698	8805,16	0,021862	0,05317639
4 ^{ème}	3,4	84681,61	9194,04	0,020706	0,05609188	9520,32	0,020111	0,05261291
3 ^{ème}	3,4	97320,05	9866,29	0,018581	0,05390619	10220,74	0,018394	0,05151305
2 ^{ème}	3,4	110082,32	10445,57	0,015997	0,0495844	10812,24	0,016218	0,04856465
1 ^{er}	3,4	123732,4	10968,93	0,013005	0,043147	11330,47	0,013532	0,04346289
RDC	4,08	133496,62	11219,59	0,0101592	0,02962734	11569,66	0,0108528	0,03069243
SS1	3,06	141695,36	11280,92	0,0015912	0,00653152	11624,96	0,0016983	0,00676483
SS2	3,06	149894,11	11310,56	0,0008109	0,00351193	11651,32	0,0009027	0,00379517

- **Analyse des résultats**

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 alors l'effet $P - \Delta$ peut être négligé

6.4 Calcul du Joint de dilatation

La structure étudiée est constituée des différents blocs ayant des différentes élévations. On s'intéresse aux deux plus hauts blocs dans notre travail ; un bloc en R+12 et l'autre en R+6. Le voisinage des blocs pose un problème de chevauchement en cas de mouvement sous l'effet d'une excitation dynamique ou thermique ce qui nous a exigé de calculer le déplacement maximal des deux blocs pour obtenir la distance minimale qui sert à les séparer et éviter tout risque de dommage.

6.5. Justification de la largeur du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Le déplacement max au sommet du bloc r+6 :

$$\delta_1 = 0,015 \text{ m} = 15\text{mm}$$

Le déplacement correspondant du r+12 :

$$\delta_2 = 0,0252\text{m} = 25,2 \text{ mm}$$

Donc : $d_{\min} = 15 + 15 + 25,2 = 55,2 \text{ mm} > 40 \text{ mm c.v}$

On prend $d = 10 \text{ cm}$

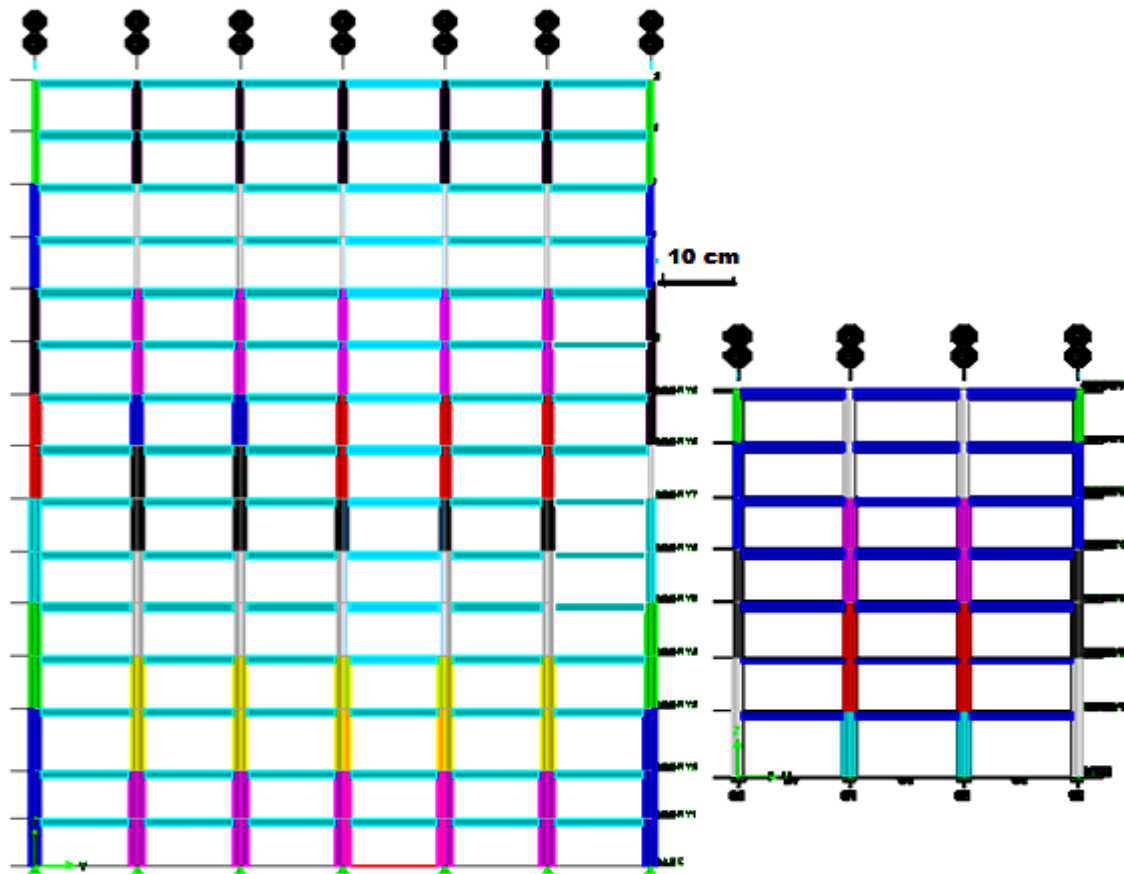


Figure . IV.6.la largeur du joint sismique entre les deux blocs

IV.7.Conclusion :

Après avoir essayé plusieurs dispositions des voiles nous avons opté a une disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, dépendent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

CHAPITRE 5

Etude des éléments résistants

V.1. Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement C.B.A 93 et les règles parasismiques en Algérie (RPA 99/ version 2003).

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.1. Les combinaisons de calcul :• **Selon BAEL 91**

E L U 1,35 G + 1,5 Q

E L S G + Q

• **Selon RPA99/v2003** (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

- ◆ La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum entravée.
- ◆ La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- ◆ La combinaison (0,8 G ± E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Ferrailage longitudinal :

Les étapes de calcul sont données dans l'organigramme ci-après. Néanmoins il faut respecter les pourcentages minimaux données par les **CBA** et **RPA99**

Ferrailage minimal d'après C.B.A (**Condition de non fragilité**) :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- ❖ Pour les poutres principales (50×30) cm² → $A_{\min} = 1,94 \text{ cm}^2$
- ❖ Pour les poutres secondaires (40×30) cm² → $A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$

Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99/v2003 :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. => $A_{\min} = 0,5\% \times (b \times h)$
- Pour les poutres principales (50×30) cm² → $A_{\min} = 7,5 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres secondaires (40×30) cm² → $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres noyées (30×20) cm² → $A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

- Pour les poutres principales (50×30) cm²
 - 4 % en zone courante ⇒ A_{max} = 60 cm²
 - 6 % en zone de recouvrement ⇒ A_{max} = 90 cm²
- Pour les poutres secondaires (40×30) cm²
 - 4 % en zone courante ⇒ A_{max} = 48 cm²
 - 6 % en zone de recouvrement ⇒ A_{max} = 72 cm²
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est 50φ en zone IIb

Calcul des armatures transversales :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures, des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

V.2.2. Vérifications des règlements :

a. Vérifications selon RPA99/v2003 (Art 7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement 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 ; 12φ)
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre f des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu'il faudrait prendre en considération.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

b. Vérification de la contrainte tangente :

Les règles du C.B.A 93 (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \text{ (fissuration peu nuisible).}$$

c. Disposition constructive selon le C.B.A 93 article (A.5.1.2.2) :

- Espacement S_t des cours d'armatures transversales : $S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$
- Section minimale A_t des cours d'armatures transversales : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$

d. Vérification de la flèche :

D'après l'Article B 6.5.1 du C.B.A 93, On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

V.2.3. Exemple d'application :

Le calcul se fera en flexion simple

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, on prendra comme exemple de calcul le ferrailage des poutres principales de type P1.

Les résultats suivants ont été extraits du logiciel ETABS :

- $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$; $L = 6,25 \text{ m}$.
- $M_{\text{max}} (\text{en appui}) = 116,91 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{max}} (\text{en travée}) = 218,684 \text{ KN.m}$
- $V_u^{\text{max}} = 259,9 \text{ KN}$
- $M_{\text{ser}} = 80,56 \text{ KN.m}$

a. Ferrailage longitudinal :**❖ Ferrailage en travées :**

$$M_{\text{ult-t}} = 218,684 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_{\text{ult-t}}}{(b \times d^2 \times \sigma_{bc})} = 0,253 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées, on se trouve dans le domaine 2, pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,372$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 38,3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ult-t}}}{Z \times \sigma_s} = \frac{90300}{37,69 \times 348} = 16,41 \text{ cm}^2$$

b. Choix des armatures :**❖ Ferrailage sur appui :**

$$M_{\text{ult-a}} = 116,91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ult-a}}}{(b \times d^2 \times \sigma_{bc})} = 0,136 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées, on se trouve dans le domaine 2, pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,183$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 41,71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ult-a}}}{Z \times \sigma_s} = \frac{112560}{36,94 \times 348} = 8,05 \text{ cm}^2$$

c. Choix des armatures :

$$6T20 \text{ } A_s =$$

d. Vérification nécessaire pour les poutres :

Vérification des sections minimales exigées par le RPA99/v2003 et C.B.A 93 calculées précédemment:

$$A_s (\text{RPA99}) = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{CBA 93}) = 1,46 \text{ cm}^2$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

➤ Contrainte tangente :

$$V_u^{\text{max}} = 259,9 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{V_u}{bd} = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \text{ (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = 1,93 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \text{ CV}$$

V.2.4. Disposition constructive selon C.B.A 93 (A.5.1.2.2) :

✓ C.B.A 93 : Espacement : $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$.

=> $St \leq 40 \text{ cm}$.

✓ En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2 = 25 \text{ cm}$

✓ RPA : dans la zone nodale et en travée seront comme suit :

$St \leq \min(h/4, 12\phi)$

• En zone nodale : $St \leq \min(12,5 ; 16,8) \text{ cm} \rightarrow$ on prendra : 12 cm.

• En zone courante : $St \leq \min(12,5 ; 24) \text{ cm} \rightarrow$ on prendra : 10 cm.

➤ **Calcul de la section minimale :**

✓ **C.B.A. 93** : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$

$$A_t = \frac{0,4 \times 0,30 \times 0,16}{400} = 0,000048 \text{ m}^2 = 0,48 \text{ cm}^2$$

✓ **RPA99/v2003** : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,16 \times 0,30 = 1,44 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$

$4\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$. Enrobage $c = 2 \text{ cm}$

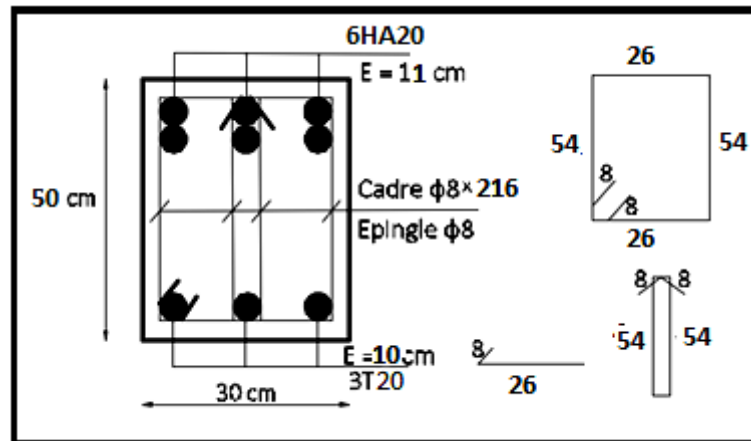


Figure. V. 1. Dessin de ferrailage de la poutre principale en appui.

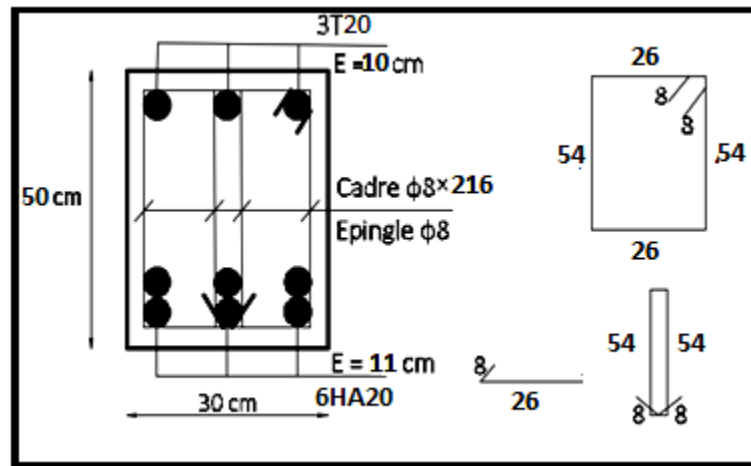


Figure.V. 2. Dessin de ferrailage de la poutre principale en travée.

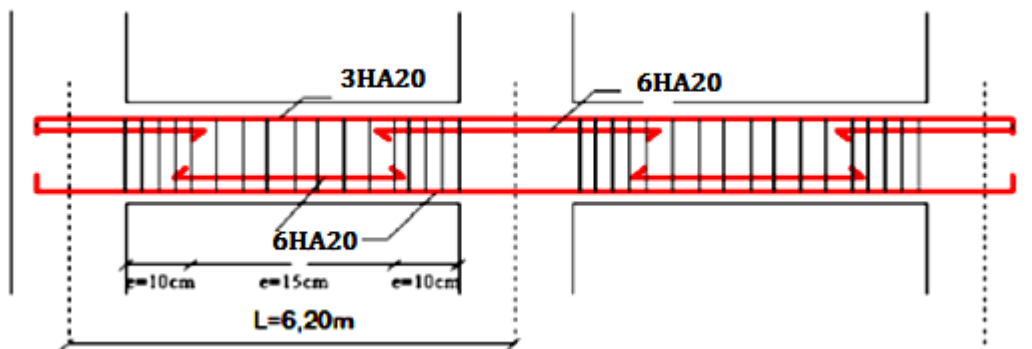


Figure V.3. Disposition constructive des armateurs dans les poutres

e. Vérification de la flèche :

$F_{lim} = \frac{L}{500}$ Pour $L \leq 5$ m

$F_{lim} = 0,005 + \frac{L}{500}$ Pour la portée qui est au plus égale à 5 m

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{h}{l} = \frac{50}{625} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$... CV
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ $\frac{h}{l} = 0,08 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,040$ CV
3. $\frac{A}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ $\frac{A}{b_0d} = 0,0076 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ CV

f. Résultats du ferrailage :

Pour Le ferrailage on prend les poutres le plus sollicités selon les deux sens porteurs et non porteur Les résultat représenté sur les tableaux suivent :

:

Tableau V.1 Sections d'armatures longitudinales pour R+6.

Section	Position	M (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales P1	Travée	218,684	0,253	0,372	38,3	16,41	6,75	18,84	6T20
	Appui	116,91	0,136	0,183	41,71	8,05	6,75	9,42	3T20
Poutres secondaires P2	Travée	66,1	0,095	0,125	38,48	4,94	6	6,03	3T16
	Appui	165,731	0,237	0,344	34,94	13,63	6	6,78	6T12

Tableau.V.2.Calcul des sections d'armatures longitudinales pour R+12

Section	Position	M (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales P1	Travée	220,803	0,256	0,377	38,22	16,61	6,75	18,84	6T20
	Appui	161,116	0,187	0,261	40,31	11,49	6,75	9,42	3T20
Poutres secondaires P2	Travée	36,336	0,052	0,067	39,42	2,65	6	6,03	3T16
	Appui	26,531	0,038	0,48	39,72	1,92	6	6,78	6T12

g. La Vérification de la contrainte tangentielle :

Les résultats de la Vérification de la contrainte tangentielle sont représentés sur le tableau suivant

Tableau.V.3.Vérification de la contrainte tangentielle pour R+6.

Section	V_u^{max} (KN)	τ_u^{max} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u$
Poutres principales P1	259,9	1,93	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires P2	46,91	0,347	3,33	Vérifiée

Tableau.V.4.Vérification de la contrainte tangentielle pour R+12.

Section	V_u^{max} (KN)	τ_u^{max} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u$
Poutres principales	208,96	1,72	3,33	Vérifiée

P1				
Poutres secondaires P2	21,43	0,18	3,33	Vérifiée

h. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ Les contraintes sont calculées à l'ELS sous le moment M_{ser}
- ✓ La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- ✓ La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Les poutres sont calculées en flexion simple, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque poutre Il faut suivre les étapes suivantes :

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2}y^2 + n A's (y-c') - nA_s (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$
- Où : A_s : section d'armatures tendue

$A's$: section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

i. Vérification des contraintes :

Compression du béton

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci-après :

Tableau.V.5. Vérification des contraintes de compression du béton pour R+6

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}} \leq$
Poutres principales	Travée	102,56	16,41	20,1 9	233908,27	5,80	15	V
	Appui	157,071	8,05	15,4 3	142318,48	9,57	15	V
Poutres secondaires	Travée	47,73	6,03	12,9	90368,08	3,36	15	V
	Appui	80,154	6,78	13,5 3	98742,78	3,23	15	V

Tableau.V.6. Vérification des contraintes de compression du béton pour R+12

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}} \leq$
Poutres principales	Travée	126,21	16,61	20,27	235657,33	5,80	15	Vérifiée
	Appui	161,62	11,49	17,42	183961,24	9,57	15	Vérifiée
Poutres	Travée	15,35	6,03	12,9	90368,08	3,36	15	Vérifiée

secondaires	Appui	26,53	6,78	13,53	98742,78	3,23	15	Vérifiée
-------------	-------	-------	------	-------	----------	------	----	----------

j. Dimensions à respecter par les poutres et poteaux selon L'article 7.5.1 du RPA99/v2003 :

On prendra les dimensions les plus sollicitées (petits et grands) des poteaux suivant les dimensions de la poutre principales qui est la plus sollicitée.

a) Poteau = $(95 \times 95) \text{ cm}^2$
 $b_1 = 95 \text{ cm}$
 $h_1 = 95 \text{ cm}$
 $\frac{(95-50)}{2} = 22,5 \text{ cm}$
 $22,5 \text{ cm} < \max\left(\frac{95}{2}; \frac{95}{2}\right) = 47,5 \text{ cm} \dots \text{ CV}$

b) Poteau = $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
 $b_1 = 35 \text{ cm}$
 $h_1 = 35 \text{ cm}$
 $\frac{(50-35)}{2} = 7,5 \text{ cm}$

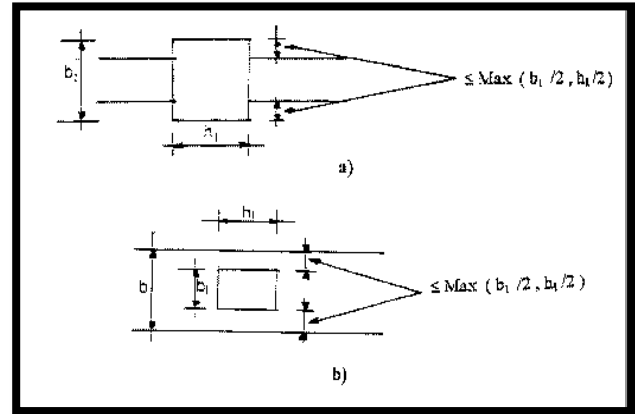


Figure. V.4. Dimensions à respecter par les poutres.

$$7,5 \text{ cm} < \max\left(\frac{35}{2}; \frac{35}{2}\right) = 17,5 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

V.3. Etude des voiles :

V.3.1. Généralités

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

V.3.2. Rôle de contreventement :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels... etc. Il peut être également considéré comme une protection incendie (coupe-feu)
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes)
- A leur jonction avec les planchers (chaînages)
- A leurs extrémités.

V.3.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

a. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- Selon BAEL 91

E L U1,35 G + 1,5 Q

E L S G + Q

- Selon RPA99/v2003 (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

b. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : moment fléchissant appliqué.
- A : section du voile.
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : moment d'inertie.

❖ On distingue 3 cas :

➔ 1er cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15aL$

➔ 2eme cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = Ft/f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a.L$, ➔ on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$ → on ferraille avec A_v .

→ 3eme cas:

Si (σ_1 et σ_2) : sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

c. Prescriptions imposées par RPA99 :

✓ **Aciers verticaux :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

✓ **Aciers horizontaux :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

✓ **Règles communes :**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA99/v2003}$$

a : 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'extérieure.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ 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.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(H_e ; \frac{2L}{3}) \quad \text{Article 7.7.4 RPA99/v2003}$$

- ✓ L : est la longueur de la zone comprimée.

✓ He : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré

On devra disposer les ferrailages suivants :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

d. Types de voiles étudiés :

- Type 1 : Voile contreventement RDC a = 20 cm
- Type 2 : voile contreventement Etage courant a = 15 cm
- Type 3 : Voile ascenseur a = 15 cm

e. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le type 3 qui est les voiles d'ascenseurs avec L = 6,2m.

- Détermination des sollicitations provenant du logiciel robot Autodesk 2017 sous les combinaisons :
- G + Q ± Eselon RPA99/v2003
- 0.8G ± E selon RPA99/v2003
- 1,35G + 1,5 Gselon CBA93

Les résultats suivants ont été extraient du logiciel ETABS :

- ✓ N = - 1407,82 KN
- ✓ M = -489,936KN.m
- ✓ T = -528,352 KN

$$v = \frac{L}{2} = \frac{6,20}{2} = 3,1\text{m.}$$

$$I = \frac{(0,2 \times 6,20^3)}{12} = 3,97213 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,2 \times 6,2 = 1,24 \text{ m}^2$$

f. Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I} \rightarrow \sigma_1 = -7,94\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I} \rightarrow \sigma_2 = -0,83\text{MPa}$$

➔ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

$$A_s = \frac{N}{f_e} = \frac{14078,2}{400} = 35,20\text{cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = \frac{35,20}{(2 \times 6,2)} = 2,84 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

g. Armatures minimales du RPA99/v2003 : selon le RPA99/v2003 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{\text{minRPA}} = 0,20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{minRPA}} = 0,20\% \times 0,20 \times 6,2 = 24,8\text{cm}^2$$

$$A_{\text{minRPA}}/\text{ml/face} = \frac{15,60}{(2 \times 6,2)} = 2\text{cm}^2/\text{ml/face}$$

h. Le pourcentage minimal (règles communes) :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 3,9 = 18,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = \frac{18,60}{(2 \times 6,2)} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

$$A_{\text{zone courante}} = 0,1\% \times a \times L = 0,1\% \times 0,2 \times 6,2 = 12,4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A' ; A_{\min \text{RPA}} ; A_{\min}) = 18,60 \text{ cm}^2$$

$$10,95 \times 3,9 \times 2 = 230,64 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

- ◆ En zone courante et d'about : soit $A_s = (85,46/2) = 115,32 \text{ cm}^2$ (pour les 2 faces).

➤ Choix des barres :

- ◆ En zone courante et d'about : soit 58 T16 $\rightarrow A_s = 116,58 \text{ cm}^2$

➤ Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min (1,5a ; 30) = 30 \text{ cm} \rightarrow$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.
- En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

i. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times V_{cal}}{b_0 \times d}$

Avec :

V: l'effort tranchant à la base du voile.

- La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$ selon **L'article 7.7.2 RPA99/v2003**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

j. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\sigma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{tj}^k)}{0,9 \times f_e} \quad \text{C.B.A 93 Art A.5.1.2.3}$$

- ✓ $k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.
- ✓ $K = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- ✓ $K = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.
- ✓ $K = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0,15% : de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$ **Article 7.7.3.3 du**
- 0,25 % de la section de voile considérée si : $\tau_u > 0,025 f_{c28}$ **du RPA99/v2003**

$$\tau_u = \frac{V_{cal}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{728352}{200 \times 0,9 \times 6200} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

k. Les Armatures horizontaux :

Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$ et $k = 0$

Donc : $\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$

$S_t \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$ selon le RPA99/v2003 Art7.7.4.3

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ $A_t = 1,30 \text{ cm}^2$

$A_t/\text{ml}/\text{face} = \frac{1,30}{2 \times 3,06} = 0,22 \text{ cm}^2$

Puisque $\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$ on aura :

❖ $A_{t\min}(\text{RPA}) = 0,15\% \times b_0 \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 3,06 = 9,18 \text{ cm}^2$

$A_{t\min}(\text{RPA})/\text{face}/\text{ml} = \frac{15,30}{2 \times 3,06} = 1,50 \text{ cm}^2$

❖ $A_t = \max (A_t ; A_{t\min}(\text{RPA})) = 1,50 \text{ cm}^2$

l. Choix des barres :

Soit: 6T14 $\rightarrow A_s = 9,24 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

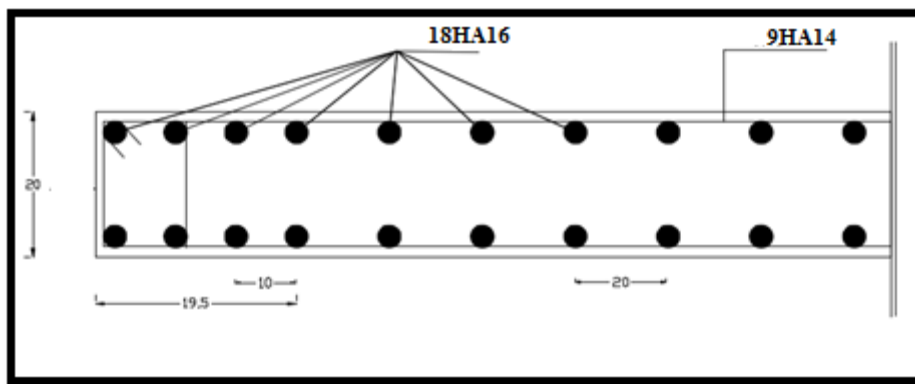


Figure.V.5. Schéma de ferrailage du voile .

On fera les mêmes étapes de calcul pour les autres voiles, les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.V.7.Récapitulatif ferrailage des voiles

Type voile	Ferrailage Horizontal			Ferrailage Vertical		
	A (cm ²)	Achoisi (cm ²)	Choix	A (cm ²)	Achoisi (cm ²)	Choix
Type 1	12,75	13,85	9T14	35,20	36,18	18T16
Type 2	11,48	12,31	8T14	39,75	40,01	26T14

Tableau.V.8.Vérification de la résistance des voiles a l'effort tranchant

Type voile	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition $\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28} > \tau_u$
Type 1	0,48	5	CV
Type 2	0,12	5	CV

V.4. Etude des poteaux :**V.4.1.Généralités :**

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 :

V.4.2.Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91**

ELU1,35 G + 1,5 Q

ELS G + Q

➤ **Selon RPA99/v2003** (situation accidentelle)

G + Q + 1,2E

0,8G + E

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé peu nuisible. Dans les calculs on peut avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

En considérant les sollicitations suivantes :

- M_{\max} avec N correspondant
- N_{\max} avec M correspondant
- N_{\min} avec M correspondant

Calcul des armatures longitudinales :**a. Ferrailage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

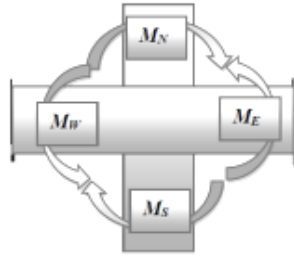


Figure.V. 6. Schéma de la zone nodale.

Tableau.V.9.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situations	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

b. Armatures longitudinales:

Pour le ferrailage des poteaux, on doit respecter les pourcentages extrêmes imposés par le BAEL91 et le RPA99/v2003

c. Recommandation du RPA

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.9% (zone IIb).
- Ferrailage maximum sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est 50ϕ en zone IIb.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone IIb.
- Le recouvrement se fait, si c'est possible à l'extérieur de la zone nodale qui est définie par le « RPA 99 »
- La zone nodale est constituée par le nœud poteau- poutre

D'après l'article 7.4.2.1 du RPA99/v2003 les longueurs à prendre compte pour chaque barre sont données par la figure ci-dessus

On a :

- $l' = 2h$
- $h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$

On prendra les valeurs les plus défavorables tels que:

- ✓ $b_1 = 45 \text{ cm}$
- ✓ $h_1 = 45 \text{ cm}$
- ✓ $h_e = 4,08 \text{ m}$

$$h' = \max (68\text{cm}; 45 \text{ cm}; 45 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$h' = 68 \text{ cm}$

$l' = 2h = 2 \times 60 = 136 \text{ cm}$

Remarque:

- ✓ Les nœud Poteaux-Poutres ont les zones les plus critiques dans le système auto-stable et seront renforcer par des cadres sous formes de U superposés et disposés comme armatures transversales des poteaux, pour avoir une très bonne résistance face au phénomène du tremblement de terres, car dans ce dernier cas, les moments seront très importants ce qui induira a des instabilités et a des tassements.
- ✓ Les armatures transversales doivent être rapprochées car l'effort tranchant est maximum.
- ✓ Néanmoins, il faudra veiller a ce qu'aunions un coté fermé des cadres en U soient disposés de sorte a s'opposer a la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ Dans notre cas, le choix a été de disposer 4 crochet en U avec un espacement de 10 cm.

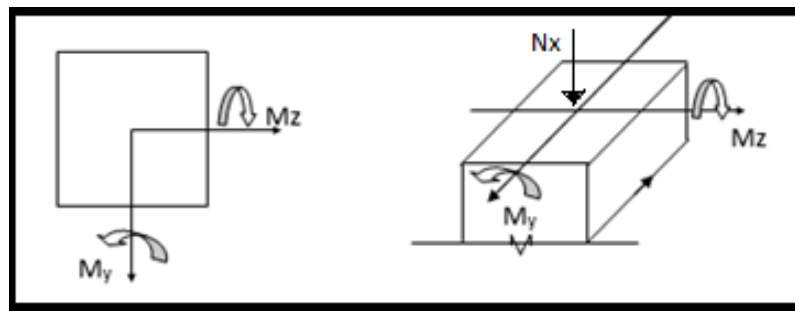


Figure.V. 7. Direction des moments et de l'effort dans un poteau.

Tableau.V.10.Récapitulatif des sollicitations de la structure pour R+12

Type Poteau (cm ²)	Combinaisons et sollicitations					
	1 ^{er} cas : 1,35G+1,5Q		2 ^{eme} cas : G+Q±E		3 ^{eme} cas : 0,8G±E	
	N max (KN)	My cor (KN.m)	My max (KN.m)	N cor (KN)	N min (KN)	My cor (KN.m)
95×95	6189,66	0	23,132	1432,19	1028,51	16,595
90×90	5912,03	0,17	10,923	1489,24	995,84	5,473
85×85	4904,65	0,689	10,468	1177,5	825,33	7,031
80×80	3956,87	5,55	17,896	980,56	678,24	12,04

75×75	3321,94	19,757	56,426	1165,86	214,23	2,07
70×70	2946,99	1,064	181,888	822,37	332,91	4,91
65×65	2416,23	0,24	144,04	506,13	133,61	64,275
60×60	1951,77	9,267	18,977	828,01	38,48	8,872
55×55	1658,23	22,107	64	501,13	182,15	5,364
50×50	1101,43	18,763	27,958	102,44	71,66	14,308
45×45	946,05	9,604	18,28	24,17	39,84	1,262
40 x40	525,95	8,714	10,755	278,32	197,51	6,402
35 x 35	257,9	7,8	11,126	92,58	66,99	6,43

Tableau.V.11.Récapitulatif des sollicitations de la structure pour R+6

Type Poteau (cm ²)	Combinaisons et sollicitations					
	1 ^{er} cas : 1,35G+1,5Q		2eme cas : G+Q±E		3eme cas : 0,8G±E	
	N _{max} (KN)	M _{y cor} (KN.m)	M _{y max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{y cor} (KN.m)
55×55						
70x70	4005,1	4,364	143,594	2839,08	1701,36	123,487
65×65	3428,93	8,441	107,552	24,27,14	1469,6	104,252
60×60	2240,52	11,204	85,529	1146,42	730,5	67,731
55×55	2033,83	,0366	126,323	621,25	19,43	47,484
50×50	1442,31	3,854	142,877	378,88	3,6	40,084
45×45	1064,94	2,613	130,787	178,91	23,71	6,785
40 x40	748,01	7,218	111,518	89,7	16,5	2,311
35 x 35	412,9	7,397	13,253	165,06	8,56	1,447

V.4.3.Exemple de calcul R+12 :

On procède a l'exemple de calcul du ferrailage du poteau (45×45) cm²:

$$C = C' = 3 \text{ cm}$$

Acier FeE400

$$d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures longitudinales :

➤ 1^{er} cas :

$$\checkmark N_{\max} = 1064,94 \text{ KN}$$

$$\checkmark M_{\text{cor}} = 2,61 \text{ KN.m}$$

$$A = (0,337h - 0,81c')b \times h \times f_{bu}$$

$$A = 0,3662 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = M_{\text{cor}} + N_{\max} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,194 \text{ MN.m}$$

$$B = N_{\max} (d - c') - M_{ua}$$

$$B = 0,205 \text{ MN.m}$$

$A > B \rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,185$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,258$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36,31 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{Z} - Nu\right) \rightarrow A_s = -1,52 \text{ cm}^2 < 0$$

Tableau.V.12. Ferrailage de la structure R+12

Combinaisons	sollicitations	A	M _{ua}	B	Comp- raison	μ _a	α	Z	A _s
1 ^{er} cas : 1,35G+1,5Q	N _{max} =946,05 M _{cor} =9,604	0,3662	0,1799	0,175	A>B	0,172	0,237	36,66	- 1,31
2eme cas : G+Q±1,E	M _{max} =18,28 N _{cor} =24,17	0,3662	0,023	- 0,009	A>B	0,022	0,027	40,1	0,09
3eme cas : 0,8G±E	N _{min} =39,84 M _{cor} =1,262	0,3662	0,0084	0,007	A>B	0,08	0,11	38,79	- 0,05

Tableau.V.13. Ferrailage de la structure R+6

Combinaisons	sollicitations	A	Mua	B	Com p- raiso n	μ_a	α	Z	A _s
1^{er} cas : 1,35G+1,5Q	N_{max}=1064,94 M_{cor}=2,613	0,3662	0,1943	0,20 5	A>B	0,18 5	0,25 8	36,3 1	- 1,5 2
2eme cas : G+Q±E	M_{max}=130,78 7 N_{cor}=178,91	0,3662	0,163	- 0,09 6	A>B	0,15 6	0,21 2	37,0 6	0,7 5
3eme cas : 0,8G±E	N_{min}=23,71 M_{cor}=6,785	0,3662	0,0111	- 0,00 22	A>B	0,01 1	0,01 4	40,3	0,0 2

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage Donc on va ferrailer avec Amin (RPA 99 V2003).

Le bâtiment est implanté dans la zone IIb (Mostaganem), le ferrailage minimum est de (0,9% de la section)

Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version 2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.14. Les armatures longitudinales min et max pour R+12

Section du poteau	Amin	Amax recouvrement	Amax courante
95	81,225	541,5	361
90	72,9	486	324
85	65,025	433,5	289
80	57,6	384	256
75	50,625	337,5	225
70	44,1	294	196
65	38,025	253,5	169
60	32,4	216	144
55	27,225	181,5	121
50	22,5	150	100
45	18,225	121,5	81
40	14,4	96	64
35	11,025	73,5	49

Tableau.V.15.Les armatures longitudinales min et max pour R+6

Section du poteau	Amin	Amax recouvrement	Amax courante
95	81,225	541,5	361
90	72,9	486	324
85	65,025	433,5	289
80	57,6	384	256
75	50,625	337,5	225
70	44,1	294	196
65	38,025	253,5	169
60	32,4	216	144
55	27,225	181,5	121
50	22,5	150	100
45	18,225	121,5	81
40	14,4	96	64
35	11,025	73,5	49

V.4.4.Dispositions constructives :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépassée :

- 25 cm en zone I et IIa.
- 20 cm en zone IIb et III.(Notre cas).

a. Calcul des armatures transversales :

• D'après le BAEL 91 selon l'article A.8.1.3 :

- Le diamètre des armatures transversales $\phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_t \rightarrow 8 \text{ mm} > \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \dots \text{CV}$

- Leur espacement : $St \leq \min \{ 15\phi_t, a+10 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \}$

• D'après le RPA 99 Selon l'article 7.4.2.2 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a :coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,4}{0,85} = 2,8 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :
 $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone IIb $\rightarrow t = 8 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :
 $t' \leq \min(b/2 ; h/2 ; 10\phi_l)$ en zone IIb $\rightarrow t' = 10 \text{ cm}$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On a : $V_{\text{umax}} = 147,76 \text{ KN}$

$$A_t = \frac{3,75 \times 147,76 \times 0,08}{0,85 \times 400} = 0,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit des cadres : } 4\text{T8 (} A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_l}$ est donnée comme suit :

- ◆ 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- ◆ 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$ (Notre cas)
- ◆ Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeur limites précédentes.

Donc : $A_t = 0,008 \times 8 \times 45 = 2,88 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

$A_t = 0,008 \times 10 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2$ dans la zone courante.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

b. Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de

- 50ϕ en zone IIb et III.
- ✓ $\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 50 = 60 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$
- ✓ $\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 50 = 70 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.
- ✓ $\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 50 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$.
- ✓ $\Phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2,0 \times 50 = 100 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 100 \text{ cm}$.

V.4.5. Vérification des sollicitations

➤ Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le **BAEL** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{Formule (7.2) du RPA99/v2003}$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau.V.16. Vérification des poteaux sous sollicitation normales pour R+12

Poteau (cm ²)	N _d (KN)	B _c (cm ²)	F _{c28} (MPa)	V	Condition V ≤ 0,3
P1	257,9	35 x 35	25	0,08	C.V
P2	525,95	40x40	25	0,08	C.V
P3	946,05	45x45	25	0,13	C.V
P5	1658,23	55x55	25	0,17	C.V
P4	1101,43	50x50	25	0,186	C.V

P7	2416,23	65×65	25	0,21	C.V
P6	1951,77	60×60	25	0,21	C.V
P8	2946,99	70×70	25	0,22	C.V
P10	3956,87	80×80	25	0,23	C.V
P9	3321,94	75×75	25	0,24	C.V
P11	4904,65	85×85	25	0,24	C.V
P12	5912,03	90×90	25	0,27	C.V
P1	257,9	35×35	25	0,27	C.V
P13	6189,66	95×95	25	0,29	C.V

Tableau.V.17.Vérification des poteaux sous sollicitation normales pour R+6

Poteau (cm²)	N_d (KN)	B_c (cm²)	F_{c28} (MPa)	V	Condition V ≤ 0,3
P1	412,9	35×35	25	0,13	C.V
P2	748,01	40×40	25	0,18	C.V
P3	1064,94	45×45	25	0,21	C.V
P4	1442,31	50×50	25	0,23	C.V
P5	2033,83	55×55	25	0,248	C.V
P6	2240,52	60×60	25	0,26	C.V
P7	3160,7	65×65	25	0,29	C.V
P8	3592,4	70×70	25	0,29	C.V

➤ **Sollicitations tangentes :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad \text{Formule (7.3) du RPA99/v2003}$$

τ_{bu} : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \dots \text{ RPA99/v2003, P63}$$

Avec :

- a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.
- l_f longueur de flambement du poteau.

Tableau.V.18.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteau (cm ²)	T (KN)	τ_u (Mpa)	λ_g	ρ	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Condition $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
35×35	192,815	0,0238	6,73	0,075	1,875	C.V
40×40	348,908	0,0316	5,77	0,075	1,875	C.V
45×45	484,858	0,0336	5,05	0,075	1,875	C.V
50×50	543,085	0,0297	4,48	0,04	1	C.V
55×55	424,622	0,0188	4,04	0,04	1	C.V
60×60	850,662	0,0312	3,67	0,04	1	C.V
65×65	1290,359	0,0398	3,36	0,04	1	C.V
70×70	1217,359	0,0320	3,11	0,04	1	C.V
75×75	1605,586	0,0364	2,88	0,04	1	C.V
80×80	2007,607	0,0396	3,96	0,04	1	C.V
85×85	2115,061	0,0367	2,67	0,04	1	C.V
90x90	2278,087	0,0350	2,52	0,04	1	C.V
95x95	2987,74	0,0329	2,34	0,04	1	C.V

➤ **Vérification a l'ELS :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel **ETABS**.

- ❖ Contrainte admissible de béton comprimé : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$
- ❖ Contrainte admissible d'acier tendu MPa $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$.

Les poteaux sont calculés en flexion composée :

- ✓ Le 1erCas (poteau 30×30) cm² :

$N_{ser} = 192,815\text{KN}$; $M_{ser} = 6,02\text{KN.m}$

$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 0,03\text{m} < h/6 = 0,05\text{m}$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

Nous avons les notions suivantes :

$B_0 = bh + 15(A) = 30 \times 30 + 15(12,31) = 1084,65\text{cm}^2$

$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = \frac{1}{1084,65} \left[\frac{30 \times 30^2}{2} + 15(6,15 \times 2 + 6,15 \times 27) \right] = 15\text{cm}$

$V_2 = h - v_1 = 30 - 15 = 15\text{cm}$

$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(V_1 - C_1)^2 + A_2(V_2 - C_2)^2)$

$= \frac{30}{3} (15^3 + 15^3) + 15(6,15(15 - 2)^2 + 6,15(15 - 2)^2) = 98680,5\text{cm}^4$

$K = MG / I_{xx}$

MG : le moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section.

$MG = 19.29\text{KN.m} \Rightarrow K = 0,020$

$\sigma_0 = N/100B_0 = 266424/100 \times 1084,65 = 2,45\text{MPa}$

$\sigma_0 < 15\text{MPa}$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'ELU est :

$\sigma_{1s} = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[2,45 + 0,02(15 - 2)] = 40,65\text{Mpa}$

$\sigma_{2s} = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[2,45 - 0,02(27 - 15)] = 33,15\text{Mpa}$

$\sigma_{1s} < 400 \text{ Mpa} \dots \text{C.V}$

$\sigma_{2s} < 400 \text{ Mpa} \dots \text{C.V}$

Vérification du Poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux

$V_{\max} = 158,897 \text{ KN}$

$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{158897}{300 \times 0,9 \times 300} = 1,96 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = \min(0,2fc28/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$

$\tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{c.v}$

➤ **Vérification du flambement :**

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 70$, D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : étant la longueur de flambement : $l_f = 0,7l_0$ (liaison : encastrement/pivot)

$l_f = l_0$ (liaisons pivots)

i : rayon de giration de la section, calculé dans le plan de flambement $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment quadratique de la section dans le plan de flambement.

B : l'aire de section

Tableau.V.19. Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement

Poteau (cm ²)	λ	$\lambda < 70$
35x35	23,53	C.V
40x40	20,59	C.V
45x45	18,30	C.V
50x50	16,47	C.V
55x55	14,97	C.V
60x60	13,72	C.V
65x65	12,67	C.V
70x70	11,76	C.V
75x75	10,98	C.V
80x80	10,29	C.V
85x85	9,69	C.V
90x90	10,98	C.V
95x95	7,80	C.V

Tableau.V.20. Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement

Poteau (cm ²)	λ	$\lambda < 70$
35x35	27,45	C.V
40x40	23,53	C.V
45x45	20,54	C.V

50x50	18,30	C.V
55x55	14,97	C.V
60x60	13,72	C.V
65x65	12,67	C.V
70x70	14,12	C.V

Tableau.V.21.Récapitulatif du ferrailage des poteaux pour R+12

Poteau (cm ²)	A _{minRP} A (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
		Section n (cm ²)	Choix	t (cm)	t' (cm)	A _t
35	11,025	12,31	8T14	8	10	Φ8
40	14,4	15,14	6T16+2T14	8	10	Φ8
45	18,225	19,11	3T14+7T16	8	10	Φ8
50	22,5	23,13	3T14+9T16	8	10	Φ8
55	27,225	28,4	8T14 + 8T16	8	10	Φ8
60	32,4	33,16	4T16+8T20	8	10	Φ8
65	38,025	38,32	4T14+16T16	8	10	Φ8
70	44,1	45,72	4T16+12T20	8	10	Φ8
75	50,625	54,26	2T16+16T20	8	10	Φ8
80	57,6	6,54	2T16+18T20	8	10	Φ8
85	65,025	66,82	2T16+20T20	8	10	Φ8
90	72,9	75,36	24T20	8	10	Φ8
95	81,225	81,64	26T20	8	10	Φ8

Tableau.V.22.Récapitulatif du ferrailage des poteaux pour R+6

Poteau (cm ²)	A _{minRP} A (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage Transversal		
		Section n (cm ²)	Choix	t (cm)	t' (cm)	A _t
35	11,025	12,31	8T14	8	10	Φ8
40	14,4	15,14	6T16+2T14	8	10	Φ8
45	18,225	19,11	3T14+7T16	8	10	Φ8
50	22,5	23,13	3T14+9T16	8	10	Φ8

55	27,225	28,4	8T14 + 8T16	8	10	Φ8
60	32,4	33,16	4T16+8T20	8	10	Φ8
65	38,025	38,32	4T14+16T16	8	10	Φ8
70	44,1	45,72	4T16+12T20	8	10	Φ8

V .5.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donnée par le RPA .Il est notée que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé

Par le CBA93.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les voiles de contreventement ont été calculé à la flexion composée les sollicitations données par l'ETABS.

Les ferrailles adoptées respectent les recommandations de RPA 99 v2003 et le CBA93.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI.2. Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 0,8 bars.

Combinaisons d'actions à considérer sont :

1. **$G + \pm E$**
2. **$0.8G \pm E$**

D'après RPA 99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les Combinaisons d'actions suivantes :

Selon les combinaisons citées par le CBA93

3. **$G + Q$** ;
4. **$1.35G + 1.5Q$**

VI.3. Etude des fondations

3.1. Vérification des semelles isolées

On prend la semelle la plus sollicitée et on vérifie la loi suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{adm}$

- **N** : L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'**ETABS**.
- **S** : surface d'appui de la semelle.
- **σ_{adm}** : Contrainte admissible du sol.

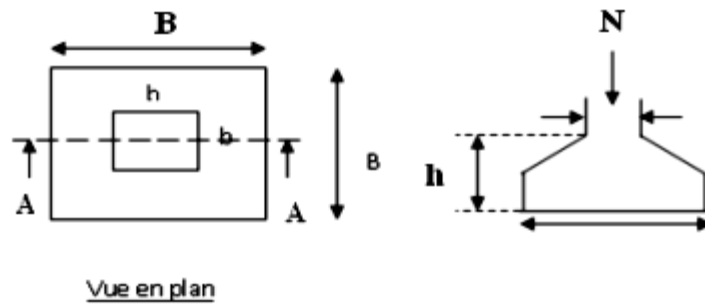


Figure.VI .1.Semelle isolée

$$N=6189,66 \quad ; \quad \sigma_{adm}= 0,8 \text{ bar}$$

Le poteau le plus sollicité a une section carrée $S=B*B$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

❖ Pour R+12

$$\Rightarrow B = 8,7m$$

❖ Pour R+6

$$\Rightarrow B = 7,1m$$

La distance entre axes des poteaux est 5,73 sens y-y et 6,2 selon x-x. On remarque qu'il y'a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

3.2 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux.

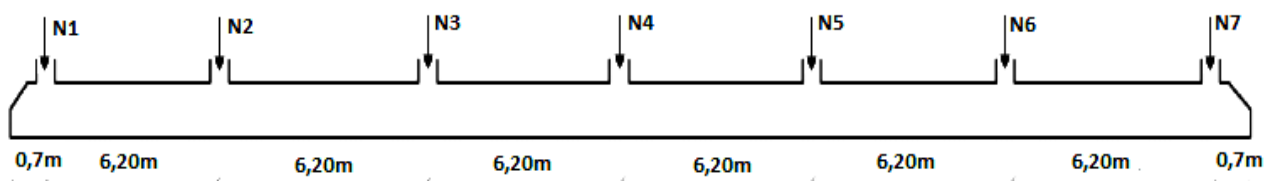


Figure.VI.2 : Semelle filante.

❖ Pour R+12

On a :

$N_1= 30505,03KN$; $N_2= 4523,50KN$; $N_3= 2890,8KN$; $N_4= 2743,74KN$; $N_5= 4709,22KN$;
 $N_6=836,11KN$; $N_7=1550,59KN$.

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{BXL} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{adm} \times L}$$

$$N = \sum N_I + N_S$$

$$N = 20758,99KN$$

$$L = \sum l_i = 37,2 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{20,75899}{0,08 \times 37,2}$$

$$B = 7.00m$$

❖ Pour R+6

$N_1= 1805,05KN$; $N_2= 3968,91KN$; $N_3= 4005,1KN$; $N_4= 2033,83KN$;

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{BXL} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{adm} \times L}$$

$$N = \sum N_I + N_S$$

$$N = 11812,85KN$$

$$L = \sum l_i = 18,55 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{11,81285}{0,08 \times 18,55}$$

$$B = 8.00m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

3.3. Vérification du Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.

- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

3.3.1. Pré dimensionnement du radier

➤ La Condition de coffrage

$L_{max} = 6.2$ m ,la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

- Nervure : $ht \geq L_{max}/10 = 620/10 = 62cm$; soit $ht = 70cm$

- Dalle : $0 \geq L_{max}/20 = 31 cm$; soit $h_0 = 40cm$.

➤ Vérification de condition de rigidité

$$L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

- E : module d'élasticité du béton E = 32164195 KPa.

- I : inertie de la section du radier.

- K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K = 40 \times 10^3$ KN/m³).

- b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} =$$

ht=0,97m

on prend ht=1,2 m

• **La surface du radier :**

❖ Pour R+12

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}}$$

N : Effort transmis de la superstructure + poids du radier + poids des terres.

Pstruct=165348,57 KN

- Poids du radier :

$$P_{rad} = S_{structure} \times hr \times \gamma b = 1492,1 \times 0.4 \times 25 = 14920,92KN$$

- Poids des terres :

$$P_{terres} = S_{structure} \times \gamma h \times (D - ht) = 1492,1 \times 19,6 \times (1,5 - 1,2) = 8773,55 \text{ KN}$$

D : Ancrage du radier.

Alors :

$$N = 165348,57 + 14920,92 + 8773,55 = 189043,04 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{189,04304}{0,08}$$

$$S = 2363,04 \text{ m}^2$$

❖ Pour R+6

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}}$$

$$P_{struct} = 29282,4 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = S_{structure} \times hr \times \gamma b = 318,88 \times 0,4 \times 25 = 3188,8 \text{ KN}$$

$$P_{terres} = S_{structure} \times \gamma h \times (D - ht) = 318,88 \times 19,6 \times (1,5 - 1,2) = 1875,02 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{34,346}{0,08}$$

$$S = 429,33 \text{ m}^2$$

3.3.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le CBA93(art A.5.2.4) , il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h^3 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

N : charge de calcul pour l'élément vertical le plus sollicité à partir du ETABS..

U : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

❖ Pour R+12

$$Nd = 6189,66 \text{ KN}$$

$$Uc = 2(a + b + 2h) = 8,6 \text{ m}$$

$$Nd = 6,18966 \text{ MN} \leq 0,045 \times 8,6 \times 1,2 \times 25 / 1,5 = 7,74 \text{ MPA}$$

❖ Pour R+6

$$Nd = 4,0051 \text{ MN} \leq 0,045 \times 7,6 \times 1,2 \times 25 / 1,5 = 6,84 \text{ MPA}$$

• **Vérification de la contrainte dans le sol :**

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S} + \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{MV}{I} ;$$

Tableau VI .1. Vérification de la contrainte dans le sol pour R+12 .

	Longitudinal	Transversal
N (KN)	188978,97	188978,97
M (KN.m)	24,29	29,87
V (m)	18,6	20,06
I (m⁴)	172068,04	200041,31
σ_1	79,96	79,91
σ_2	79,93	79,88
σ_{moy}	79,94	79,89
σ_{adm}	80	80
La condition	Vérifié	Vérifié

Tableau VI .2. Vérification de la contrainte dans le sol pour R+6 .

	Longitudinal	Transversal
N (KN)	33575,7	33515,7
M (KN.m)	167,72	150,59
V (m)	8,6	9,28
I (m⁴)	9143,79	7852,18
σ_1	78,375	78,37
σ_2	78,03	78,04
σ_{moy}	78,29	78,28
σ_{adm}	80	80
La condition	Vérifié	Vérifié

• **Vérification de la stabilité au renversement**

selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

❖ Pour R+12 :

sens x-x : $e = \frac{24,29}{188978,97} = 0,00013 < e = \frac{37,2}{4} = 9,3$ condition vérifiée.

Sens y-y : $e = \frac{24,29}{188978,97} = 0,00013 < e = \frac{40,11}{4} = 10,03$ condition vérifiée.

❖ Pour R+6 :

sens x-x : $e = \frac{167,71}{33575,5} = 0,005 < e = \frac{17,19}{4} = 4,3$ condition vérifiée.

Sens y-y : $e = \frac{150,59}{33575,5} = 0,0045 < e = \frac{18,55}{4} = 4,64$ condition vérifiée.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}},$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, **$F_s = 3,5$** ;

- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;

- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1,5 \text{ m}$) ;

- S : surface du radier.

❖ Pour R+12 :

$$W = 188978,97 \text{ KN}; S = 2363,04 \text{ m}^2$$

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 3,5 \times 10 \times 1,5 \times 2363,04 = 124059,6 \text{ kN} < W = 188978,97 \text{ KN}$$

❖ Pour R+6:

$$W = 33575,7 \text{ KN}, S = 429,33 \text{ m}^2$$

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 3,5 \times 10 \times 1,5 \times 429,33 = 22539,83 \text{ kN} < W = 33575,7 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Alors cette Condition est vérifiée.

3.4. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

1) **Calcul des sollicitations :**

❖ Pour R+12

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rd}} = \frac{226118,23}{2363,04} = 95,69 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = \frac{165348,57}{2363,04} = 69,98 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Pour R+6

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rd}} = \frac{40440,04}{429,33} = 94,19 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = \frac{29282,4}{429,33} = 68,21 \text{ KN/m}^2.$$

N_u et N_s : poids de la structure avec les combinaisons ELU et ELS

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,73}{6,2} = 0,93 > 0,4$$

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$; D'après annexe E3 : $\mu_x = 0,0428$

$M_y = \mu_y \cdot M_x$; D'après annexe E3 : $\mu_y = 0,8450$

❖ Pour R+12

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0428 \cdot 95,69 \cdot 5,73^2 = 134,5 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,8450 \cdot 134,5 = 113,67 \text{ KN.m}$$

❖ Pour R+6

$$M_x = 135,15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 111,51 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi

En travée :

❖ Pour R+12

$$M_{t-x} = 0,85 M_x = 113,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,85 M_y = 96,46$$

❖ Pour R+6 :

$$M_{t-x} = 114,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 94,79 \text{ KN.m}$$

En appuis :

❖ Pour R+12

$$M_{a-x} = M_{a-y} = 0,5 M_x = 67,25 \text{ KN.m}$$

❖ Pour R+6 :

Ma-x=Ma-y= 0,5 Mx=67,58 KN.m

Le ferrailage se fera pour une section b x h =1 x 0,4 m²

b. Condition de non fragilité

on calcul Amin, :onades HA fe400 : ρ₀=0,0008 ,hr=40cm ;b=100 cm; ρ=0,93

$$A_x = \rho_0(3 - \rho) * b * \frac{h}{2}$$

$$A_x = 0,008 * ((3 - 0,93) / 2) * 10 * 40 = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \rho_0 * h * b$$

$$0,0008 * 100 * 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Tableau VI .3. Ferrailage de la dalle du radier.

		M(KN.m)	Acal (cm ²)	Amin	barres	A
Sens x-x	En travée	113,48	9,32	3,32	5T16	10,05
	En appuis	67,25	5,27		4T14	6,16
Sens y-y	En travée	96,46	7,87	3,2	4T16	8,04
	En appuis	67,25	5,27		5T14	6,16

Espacement des armatures :

Armatures // Lx: **St**= 15cm ≤ min(2h, 25cm) = 25cm.

Armatures // Ly: **St**= 20cm ≤ min(2h, 25cm) = 25cm.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V_u / b * d \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.4. Vérification de contraintes tangentielles.

	Vu	τ _u	$\bar{\tau}$	
x-x	198,56	0,55	1,25	c.v
y-y	187,44	0,52	1,25	c.v

Etat limite de compression du béton (ELS)

$$(b y^2)/2 + 15A_s' (x - c') - \eta \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$I = (b y^3)/3 + 15A_s (d - x)^2$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Vérification des contraintes dans l'acier

		Mser(KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Sens x-x	En travee	83,59	10,05	9,02	28529,6	2,63
	En appuis	49,17	6,16	7,29	155666,82	2,3
Sens y-y	En travee	70,64	8,04	8,19	21665,67	2,67
	En appuis	49,17	6,16	7,29	15566,82	2,3

Schéma de ferrailage :

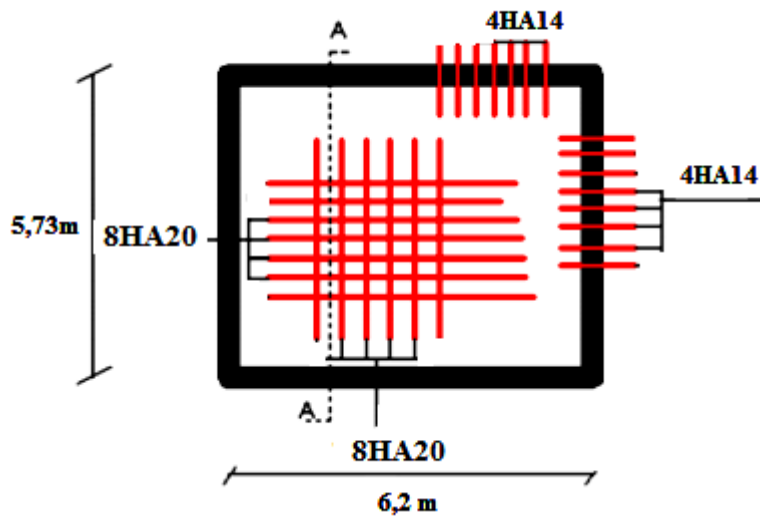


Fig.VI.3. Schéma de ferrailage du radier

VI.3.5. Ferrailage de débord

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

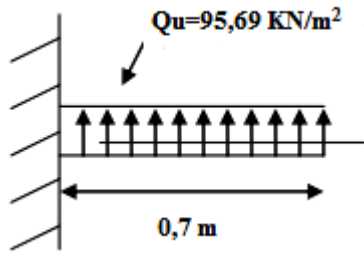


Figure. VI.4: Schéma statique du débord

$$M_u = q_u \times L^2 / 2 = 95,69 \times 0,7^2 / 2 = 22,45 \text{ K N. m}$$

$$D = 70 \text{ cm.}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{c28} / f_e = 4,11 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Résumé des résultats (ferrailage de débord)

qu(KN/m²)	Mu (KNm)	Acalculé (cm²/ml)	Amin (cm²/ml)	Aadopté (cm²/ml)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)
95,69	22,45	1,03	4,11	5T12=5,65	2	116,6	15	201,63

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 95,69 \times 0,7 = 67,18 \text{ KN.}$

$$\tau_u = V_u / b \times d = 0,96 \text{ MPa} < 3,75 \text{ MPa.}$$

VI.3.6. Calcul de Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

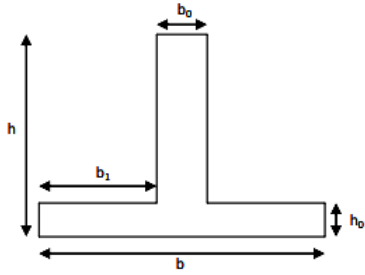


Fig. VI.5. : Section à ferrailer

$$ht = 1,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,40 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,60 \text{ m}$$

$$d = 1,08 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min(l_y/10 ; l_x/2) ; b_1 = b_1 \leq \min(620/10 ; 573/2)$$

$$b_1 \leq \min(62 ; 286,5)$$

soit : $b_1 = 60 \text{ cm}$

donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 180 \text{ cm}$

A. Ferrailage longitudinal :

ELU :

a. En travée :

Le moment maximum en travée $M_{umax} = 728,167 \text{ kN.m.}$

$$- M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2).$$

On a : $b = 1,80\text{m} ; h_0 = 0,40\text{m} ; d = 0,9 \times h = 1,08\text{m} . \sigma_{bc} = 14,2\text{Mpa.}$

$$\Rightarrow M_t = 1,80 \times 0,4 \times 14,17 \times (1,08 - 0,40/2) = 8,997 \text{ Mn.m.}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section

était rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,72817}{1,8 \cdot 1,08^2 \cdot 14,2} = 0,025$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,015}) = 0,031$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,08(1 - 0,4 \cdot 0,031) = 1,07\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\eta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{Z\sigma_s} = \frac{459,79 \cdot 10}{1,07 \cdot 348} = 19,62 \text{ cm}^2$$

Le choix : «Ast ⇒ 12T20 » de section 37,68 cm²

-Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \max(b \cdot h / 1000, 0,23b \cdot d \cdot ft28 / fe)$$

$$\Rightarrow Ast \geq \max(2,16 \text{ cm}^2, 2,35 \text{ cm}^2)$$

Donc : Ast = 19,62 cm² > 2,35 cm²C.V

b. En appui :

Le moment maximum en appui Mamax = 229,90kn.m.

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,07$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{Z\sigma_s} = 9,75 \text{ cm}^2$$

Le choix : «Ast ⇒ 12T120 » de section 37,68 cm²/m

-Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \max(b_0 \cdot h / 1000, 0,23b_0 \cdot d \cdot ft28 / fe)$$

$$\Rightarrow Ast \geq \max(1,2 \text{ cm}^2, 1,65 \text{ cm}^2)$$

Donc : Ast = 9,74 cm² > 1,2 cm²C.V

Vérification à l'ELS :

$$\rightarrow \alpha < \frac{\eta - 1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

1. En travée :

$$Mu = 618,93 \text{ KN.m}$$

$$Ms = 464,41 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{618,93}{464,41} = 1,33$$

$$\alpha = 0,031 < 0,42 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. En appui :

$$Mu = 364,07 \text{ KN.m}$$

$$Ms = 253,27 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{364,07}{253,27} = 1,44$$

$\alpha = 0,012 < 0,47 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Ferraillage transversal :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u^{\max} = 326,3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{bd} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration tres nuisible).}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

Calcul du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_i ; b_0/10) ;$$

Avec :

$\varphi_i = 1,4 \text{ cm}$ (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\varphi_t \leq \min(120/35 ; 1,4 ; 60/10) ;$$

$$\varphi_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

Alors on adopte un choix de : $\Phi 10$.

Calcul de l'espacement :

Vérification RPA :

- Dans la zone nodale : $s < \min (h/4 ; 12 \varphi ; 30) \text{ cm.}$
- Dans la zone courante : $s' \leq h/2$.

Φ_i : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Alors :

$$S \leq \min (120/4 ; 12 \times 1,4 ; 30) = 16,8 \text{ cm} \quad s = 15 \text{ cm}$$

$$S' \leq 120/2 = 90 \text{ cm} \quad s' = 20 \text{ cm}$$

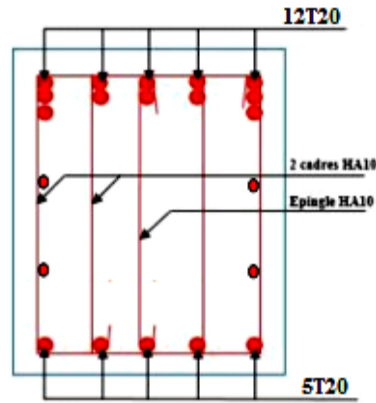


Figure VI.6. Schémas de ferrailage des nervures en travée

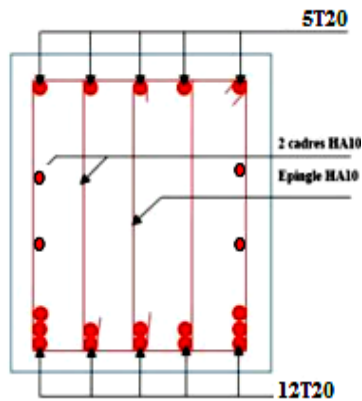


Figure VI.6. Schémas de ferrailage des nervures en appuis.

VI.4. Etude des voiles périphériques :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de servir d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par « RPA99VERSION 2003 ».

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le « RPA 99 VERSION 2003 » exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ Epaisseur supérieure et égale ≥ 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.

4.1. Calcul de la poussée des terres :

L'étude de ce mur est réalisée par la méthode simplifiée en considérant les données suivantes :

- La fissuration est préjudiciable.
- La hauteur de voile : 3,06m.
- La hauteur totale de deux voiles : 6,12m.

- La longueur du voile : 6,20m.
- L'épaisseur du voile : $e = 0,20$ m
- Poids volumique du terrain : on a une couche de remblai tendre ; soit $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- L'angle du frottement du sol : $\varphi = 18,78^\circ$
- Coefficient de poussé latéral du sol : $K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) \rightarrow K_p = 0,513$
- Surcharge au voisinage du mur : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
 $\rightarrow Q = q \times K_p = 10 \times 0,547 = 5,13 \text{ KN/m}^2$
- Poussé de sol :
 $\rightarrow p = K_p \times \gamma \times h - 2 \times c \times \text{tg} (\pi/4 - \varphi/2) = 0,513 \times 18,78 \times 6,12 - 0,57 = 61,54 \text{ KN/m}^2$

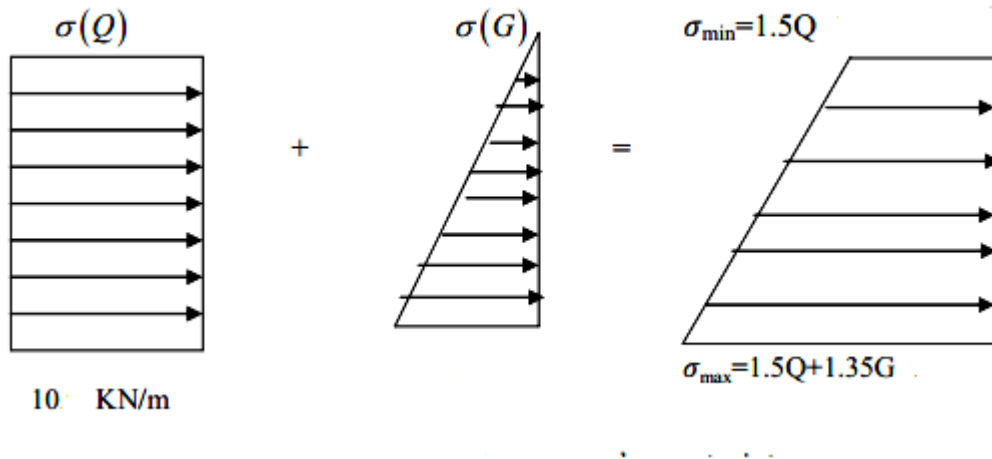


Figure VI.8: Les contraintes appliquées sur le mur.

4.2.Détermination des sollicitations :

Pour une bande de 1 m de largeur on a :

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q + 1,35 \times 61,54 + 1,5 \times 5,13 = 9,78 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 1,5 \times 5,13 = 66,67 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4 = 70,01 \text{ KN/m.}$$

❖ **Vérification si la dalle porte dans les deux sens :**

$$L_x = 3,06 \text{ m et } L_y = 6,2 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y = 3,06 / 6,2 = 0,494 \Rightarrow 0,4 < \rho = 0,494 < 1.$$

Donc la dalle porte suivant les deux directions.

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

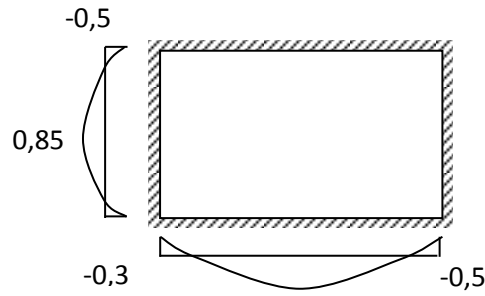


Figure VI. 9: Schéma statique du voile périphérique.

$$E.L.U : \begin{cases} V=0 \\ \rho = 0,49 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L^2_x = 0.098 * 70,01 * (6,2)^2 = 64.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 16,06 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 7: Récapitulatif des moments.

	Travée		Appuis
	0,85M _x	0,85M _y	0,5M _x
ELU	54,62	13,65	32,13
ELS	52,01	13,01	30,59

4.3. Calcul du ferrailage :

➤ **Calcul en l'E.L.U :**

❖ **En travée :**

✓ **Sens X-X :** 0,85M_x = 54,62KN.m

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{54,62 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,119$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,119}) = 0,159$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,159) = 16,86$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} Z} = \frac{54,62 \times 10}{348 \times 0,1686} = 9,31 \text{ cm}^2$$

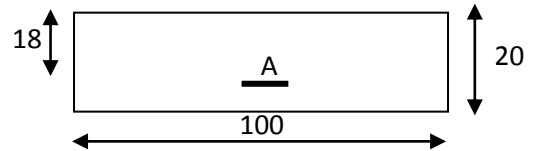


Figure VI. 10 : Section de calcul en travée.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 0,22 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales (min RPA) [A.10.1.2.] :**

$$A_{min} = 0,1\% (b \times h) = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A = \max (9,31 \text{ cm} ; 0,22 \text{ cm} ; 2 \text{ cm}) \Rightarrow A = 9,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$7T14 \rightarrow A = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Sens Y-Y :** $0,85 \text{ My} = 13,65 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{13,65 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,030$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,030}) = 0,038$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,038) = 17,73$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} z} = \frac{13,65 \times 10}{348 \times 0,1773} = 2,22 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A = \max (2,88 ; 0,22 ; 2) \Rightarrow A = 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$4T12 \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

❖ **En appuis :**

Puisque les moments en appuis est petite dans les deux sens, on travaille par le maximum.

✓ $-0,5 \text{ Mx} = 32,13 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{32,13 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,070$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07}) = 0,091$$

$$\beta = d(1 - 0,4 \alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,091) = 17,35$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} z} = \frac{32,13 \cdot 10}{348 \cdot 0,1735} = 5,32 \text{ cm}^2$$

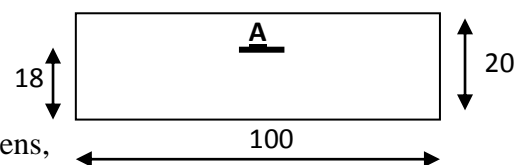


Figure VI. 11 : Section de calcul en appuis.

Choix : $A = \max(5,32; 0,22 ; 2) \Rightarrow A = 5,32\text{cm}^2/\text{ml}$

$$5T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e= 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

❖ **En travée :** $0,85 \text{ Mx} = 54,62 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \alpha = 0,11 ; \quad \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{54,62}{52,01} = 1,05 ; \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\alpha = 0,16 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

❖ **En appuis :** $-0,5 \text{ Mx} = -15,75 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{32,13}{30,5} = 1,05 \rightarrow \alpha = 0,07 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Distributions constructives :**

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\rightarrow St = \min(30\text{cm}, 1,5a = 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm.}$$

-L'espacement à l'extrémité est (St/2) le long d'une longueur égale à (L/10).

→On prend : St = 10 cm en zone nodale.

-Les longueurs de recouvrement pour zone II : $40\phi = (T12 = 48 \text{ cm} ; T14 = 56 \text{ cm}).$

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

$$Vu = \frac{5M_{xu}}{L_x} = \frac{5 \times 64,25}{3,06} = 104,99\text{KN}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{Vu}{b d} = \frac{79,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{limite}} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa (Fissuration est préjudiciable).}$$

$\tau_{\max} = 0,58 \text{ MPa} < \tau_{\text{limite}} = 2,5 \text{ MPa} \dots$ Condition vérifiée.

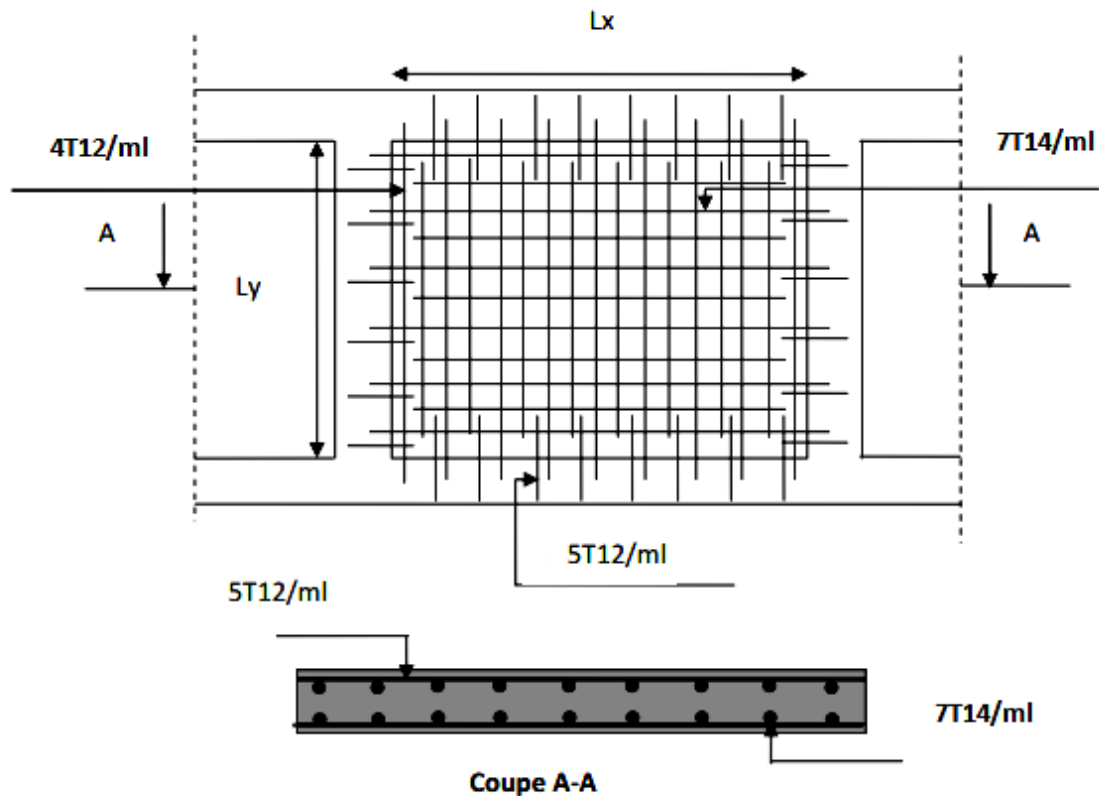


Figure. VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.5.Conclusion

La fondation est le premier élément à construire et le plus porteur en même temps. Le choix et la bonne réalisation de la fondation sont des conditions majeures au cours de la réalisation d'un projet. La présente étude nous a permis de bien choisir le type de fondation ainsi que ses dimensions et son ferrailage en se basant sur les critères techniques. En effet le radier est le type le plus couramment utilisé pour les structures élancées.

Conclusion générale

Ce projet m'a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

J'ai utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui m'ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude que j'ai faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure nous a imposé de concevoir un radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, j'espère que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études et contribue à la recherche scientifique ainsi que la documentation bibliographique de la faculté.

BIBLIOGRAPHIE

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Cours de béton armé, 3ème et 1ère année master de génie civil
- Anciens mémoires de fin d'étude.