

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Déposé par :

M^{elle}. SAADI SAFIA
M^{elle}. YAZID FADHILA

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

**Etude d'un bâtiment RDC+6 étages à usage d'habitation contreventée
Par des voiles porteurs en béton armée**

Devant le jury composé de :

	UAMOB		Président
Bouamra . Y	UAMOB	MCB	Promoteur
	UAMOB		Examineur

Année Universitaire 2020/2021

REMERCIEMENT REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- + Tous d'abord, nous remercier dieu le clément et le miséricorde dieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travaille*
- + A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*
- + A M^{er} bouamra Youcef : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*
- + Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*
- + A tous les enseignants de département de Génie Civil, leurs soutiens techniques et pédagogiques.*
- + Sans oublié nos amis et collègues de travail.*

SAFIA/FAYZA

Dédicace

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

- ☉ *A toi ma mère chérie qui m'a donné la vie et la joie de vivre, ta bonne éducation, tes conseils et tes bénédictions m'ont jamais fait défaut. Que dieu te garde pour nous.*
- ☉ *A toi mon père, l'œil attentif et compréhensif, mon exemple et la personne la plus digne de mon estime et mon respect.*

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

- ☉ *A mes aimable sœurs Asma et la petite Lina.*
- ☉ *A mon adorable frère Abed el ghafour qui m'a beaucoup aidé et supporté le long de mon cursus.*
- ☉ *A mes adorable frères: Zakaria, Ismaïl, Mohamed, iyad, Abed elbaset ,Abed el hak,*
- ☉ *A mon cher oncle Nabil et ma tante Naima.*
- ☉ *A toute ma famille : mon grand-père, mes tentes, mes oncles, mes cousins, mes cousines.*
- ☉ *A toutes les personnes qui me sont chère, celles que j'aime beaucoup.*
- ☉ *A mon binôme fayza, et tous ceux qui m'ont aidé*
- ☉ *A tous mes chères ami (e)surtout (Imane , Meriem et Dounia....)*
- ☉ *A tous le Groupe GC promotion 2021, avec lesquels j'ai passé une excellente année, merci pour les moments que nous avons passé ensemble.*

Enfin à tous ce qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

M^{lle} SAADI SAFIA

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

- ☺ *A ma très chère mère: qui a veillée sur moi pendant toute ma vie la lumière de ma vie, qui m'a tous donnée, l'amour, la tendresse, et le courage pour réussir, Tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte. En témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée.*
- ☺ *A mon très cher père pour ses encouragements et Son soutien, l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et le personne la plus pour qui j'ai l'immense respect, tout mon amour pour toi et que dieu te préserve et te procure santé et longue vie.*
- ☺ *A mes très chères sœurs : Sara ,Zineb ,Sabrina et Lila et mes frères :Ismail ,Hamza ,Imad ,Fares et Oussama , qui a été à mes côtés durant toute ma vie.*
- ☺ *A mes chères princesses Rahil ,Issraa ,Ilyne et ma petite Alaa.*
- ☺ *A ma chère grande mère pour ses prières, ses encouragements et son soutien, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie.*
- ☺ *A toute ma grande famille.*
- ☺ *A ma chère binôme durant ces cinq ans safia et à sa famille.*
- ☺ *A tous mes ami (es) surtout (Imane, Merirm, Rofaida ,Dounia ...)*
- ☺ *A Tous mes enseignants du primaire à l'université.*
- ☺ *A tous le Groupe GC promotion 2021*
- ☺ *A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour Les études et dont je Rends un vibrant hommage.*

M^{lle} YAZID FAYZA

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué de, Réz de chaussé plus six (6) étages ; implante à la wilaya de BOUIRA.

Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.1. En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

ملخص

هذا المشروع يشمل تقديم دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي و6 طوابق المقرر إنشاؤه بولاية البويرة وتصنف هذه المنطقة ضمن المناطق الزلزالية المتوسطة وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003

الهدف هو تنسيب مختلف مكونات المبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومته من مختلف الإجراءات التي قد يتعرض لها ولهذا كان علينا اللجوء إلى القواعد التالية:

ETABS V9.7.1 CBA93 RPA99/2003 BAEL91/99

لتحديد القوى الداخلية لكل الحمولات والدراسة الديناميكية لحساب وسائط الاهتزاز استخدمنا برنامج الحساب وفي الجزء الأخير من دراسة المذكرة تم حساب وتصميم الأساسيات.

Abstract:

This Project presents a detailed study of a residential and commercial use building consists of, additions six (6) floors located in the town of BOUIRA.

This region is classified as seismic “zone IIa” according to the RPA99 version 2003.

The objective being to dimension the various components of the building to conclude the

Reinforcement appropriate for the resistance of the building to the different actions to which it may be subjected, we have had to resort to the regulations in force, in particular CBA93, RPA99 V2003 and BAEL91 /99.

In order to determine the internal forces in the gantries, and in dynamics for the calculation of the vibration modes, we used the calculation software ETABS V9.7.1. Finally, in the last part of the paper, the Foundations were studied and calculated.

Introduction générale

Le Génie Civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Un Master en structures est donc responsable de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages, d'assurer la sécurité des usagers, et la protection de l'environnement par l'étude de la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou variables dans le temps, statiques ou dynamiques.

Vu que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. 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.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul parasismique d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un rez-de-chaussée et six étages, le système de contreventement choisit pour notre structure est le système mixte de voiles et de portiques.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, qui contient :

- Généralités sur les matériaux et la présentation du projet dans le premier chapitre.
- Le pré-dimensionnement des éléments composant la structure en second chapitre.
- Le troisième chapitre concerne le calcul et le ferrailage des éléments secondaires.
- L'étude dynamique de la structure dans le quatrième chapitre, là où on a modélisé notre structure avec le logiciel ETABS 9.7.1.
- L'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, et voiles) pour le cinquième chapitre.

La deuxième partie «le sixième chapitre » est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I- 1: Situation géographique du projet.....	1
Figure I- 2: Plan de masse du projet	1
Figure I- 3: La Façade principale.....	2

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure II- 1: Plancher corps creux.	11
Figure II- 2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	12
Figure II- 3: Coupe transversale d'une poutrelle.....	12
Figure II- 4: Coupe transversale d'une poutrelle.....	13
Figure II- 5: Dalle pleine sur un seul appui.	14
Figure II- 6: Dalle pleine sur deux appuis	14
Figure II- 7: Dalle pleine sur trois appuis.....	14
Figure II- 8: Dalle pleine sur quatre appuis	15
Figure II- 9: Schema de détails d'un escalier.....	16
Figure II- 10: Schéma de la volée et du palier d'Etage courant et RDC	17
Figure II- 12: Les dimensions d'une poutre	18
Figure II- 11: « Acrotère».....	18
Figure II- 13: Coupe des voiles en plan.....	20
Figure II- 14: Coupe de voile en élévation	20
Figure II- 15: Plancher étages courants en corps creux	22
Figure II- 16: mur extérieur.....	24
Figure II- 17: Murs intérieur.....	25
Figure II- 18: Surface d'influence du poteau central.....	28
Figure II- 19: Surface d'influence du poteau de rive.....	28

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III- 1: Le Dimensionnement d'une poutrelle	36
Figure III- 2: Ferrailage des poutrelles	37
Figure III- 3: Schéma isostatique de la poutrelle.....	38
Figure III- 4: Dimensions de la poutrelle	39
Figure III- 5: Schéma statique à l'ELU.....	39
Figure III- 6: Schéma statique à l'ELS	40
Figure III- 7: Le moment fléchissant.....	42
Figure III- 8: L'effort Tranchant	43
Figure III- 9: Diagramme de moment fléchissant des poutrelles à l'ELS.....	44
Figure III- 10: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à l'ELS.....	44
Figure III- 11: Table de compression	45
Figure III- 12: Schéma de ferrailage des poutrelles	53
Figure III- 13: Ferrailage de la dalle de compression	54
Figure III- 14: Coupe verticale de l'acrotère	55
Figure III- 15: Schéma statique de l'acrotère	55
Figure III- 16: Détermination des sollicitations	56
Figure III- 17: La Position du centre de pression	57
Figure III- 18: Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	62
Figure III- 19 : Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELU.....	63
Figure III- 20: Schéma statique du volée 1 à l'ELS	64
Figure III- 21: Ferrailage du volée 1 et 3	70
Figure III- 22: Schéma statique du volée 3 à l'ELU / à l'ELS	70
Figure III- 23: Ferrailage du volée 3	73
Figure III- 24: Schéma statique de la poutre palière(RDC).....	73
Figure III- 25: Schéma statique (ELU).....	75
Figure III- 26: Diagramme des moments à ELU.....	76
Figure III- 27: Diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	76
Figure III- 28: Schéma statique (ELS)	76
Figure III- 29: Diagramme des moments à ELS	77
Figure III- 30: Diagramme de l'effort tranchant à ELS	77

Figure III- 31: Ferrailage de la poutre palière(RDC)	81
Figure III- 32: Schéma d'ascenseur.....	82
Figure III- 33: Coupe transversale d'un ascenseur	82
Figure III- 34: Répartition de la charge localisée sur la dalle	82
Figure III- 35: Ferrailage de la dalle du local machine	91
Figure III- 36: Schéma statique (ELU).....	92
Figure III- 37: Schéma statique (ELS)	92
Figure III- 38: Diagramme du moment	93
Figure III- 39: Diagramme de l'effort tranchant	94
Figure III- 40: Diagramme du moment à l'ELS.....	94
Figure III- 41: Diagramme de l'effort tranchant	95
Figure III- 42: Schéma de ferrailage de balcon.....	98

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure IV- 1: Schéma de spectre de calcul	101
Figure IV- 2: la vue en 3D.	102
Figure IV- 3: La disposition des voiles.....	103
Figure IV- 4: mode de translation suivant le sens Y-Y	105
Figure IV- 5: mode de translation suivant le sens X-X	106
Figure IV- 6: mode de rotation. autour de l'axe Z	106
Figure IV- 7: Moment de renversement.....	115

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure V- 1: Les sollicitations exercées sur le poteau.....	122
Figure V- 2: Schémas de ferrailage des poteaux.....	133
Figure V- 3: Schéma de ferrailage des poutres	144
Figure V- 4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire	145

Figure V- 5: Les sollicitations exercées sur les voiles	145
Figure V- 6: Disposition des armatures verticales dans le voile	147
Figure V- 7: Détermination des contraintes	148
Figure V- 8: la sollicitation des armatures verticales.	150
Figure V- 9: Schéma de ferrailage de voile1 (L=5 m)	154

CHAPITRE VI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure VI- 1: Radier sous voile.....	153
Figure VI- 2: Radier sous poteau	153
Figure VI- 3: Diagramme des contraintes.....	155
Figure VI- 4: Le panneau le plus sollicité.....	159
Figure VI- 5: Schéma statique et diagramme des efforts de débord du radier	162
Figure VI- 6: La section de ferrailage de débord du radier.....	163
Figure VI- 7: Schéma de ferrailage du radier	164

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I- 1: Dimensions de l'ouvrage.	2
Tableau I- 2: Les combinaisons d'actions.	5
Tableau I- 3: Le dosage du béton	6
Tableau I- 4: Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	10

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau II- 1: Les épaisseurs des dalles pleines.	15
Tableau II- 2: Evaluation des charges du plancher cops-creux	21
Tableau II- 3: Evaluation des charges du dalle pleine.....	22
Tableau II- 4: Les charges et Eléments constituant du plancher des étages courants.	22
Tableau II- 5: Les charges surfacique de la dalle pleine	23
Tableau II- 6: La Charge permanente de l'acrotère.....	23
Tableau II- 7: Charges Surfacique des balcons	24
Tableau II- 8: Charge surfacique des murs exterieurs	24
Tableau II- 9: Les charges surfaciques des murs interieurs.	25
Tableau II- 10: Les charges surfaciques du palier de repos	25
Tableau II- 11: Charges Surfaciques de paillasse.....	26
Tableau II- 12: Les charges d'exploitations du poteau de central.	29
Tableau II- 13: Les charges permanentes du poteau central	30
Tableau II- 14: La descente de charge du poteau central	31
Tableau II- 15: Les charges d'exploitation du poteau de rive	32
Tableau II- 16: Les charges permanentes du poteau de rive.	32
Tableau II- 17: La descente de charge du poteau de rive.	34
Tableau II- 18: Les sections retenues des poteaux.	34
Tableau II- 19: Vérification vis-à-vis RPA.	35
Tableau II- 20: Vérification vis-à-vis flambement.	35

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III- 1: Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELU.	42
Tableau III- 2: Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELS .	43
Tableau III- 3: Vérification de la contrainte de compression dans le béton	49
Tableau III- 4: Résultat de Calcul de moment d'inertie.....	53
Tableau III- 5: Combinaison de sollicitation.....	57
Tableau III- 6: Résultat de Vérification de l'adhérence des barres	61
Tableau III- 7: Charges et Sollicitations de l'escalier	63
Tableau III- 8: Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 1 ».....	66
Tableau III- 9: Résultats du ferrailage du volée 1	68
Tableau III- 10: Résultats des vérifications à l'ELU.....	68
Tableau III- 11: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	69
Tableau III- 12: Résultat de calcul de la flèche du volée 1	69
Tableau III- 13: Résultat des sollicitations appliquées sur volée (3)	70
Tableau III- 14: Résultats du ferrailage de la volée 3	71
Tableau III- 15: Résultats des vérifications à l'ELU.....	72
Tableau III- 16: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	73
Tableau III- 17: Résultat de Contrainte de compression dans le béton ELS.....	81
Tableau III- 18: Résultat des moments aux appuis et en travée.....	85
Tableau III- 19: Résultats des moments aux appuis et en travée	86
Tableau III- 20: Résultats du ferrailage de la dalle machine	89
Tableau III- 21: Résultats des vérifications à l'ELU.....	90
Tableau III- 22: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	91
Tableau III- 23: Ferrailage du balcon.....	96
Tableau III- 24: Résultats des vérifications à l'ELU.....	97
Tableau III- 25: Résultats des vérifications à la compression du béton.....	98

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV- 1: La période fondamentale de la structure	103
Tableau IV- 2: Facteur de qualité « Q »	103
Tableau IV- 3: Tableau des valeurs obtenues	104
Tableau IV- 4: Centre de masse, de torsion, et l'excentricité des différents niveaux.....	107
Tableau IV- 5: Mode de vibration et participation massique	108
Tableau IV- 6: Les charges reprises par les voiles et les portiques	110
Tableau IV- 7: Les charges reprises par les voiles et les portiques sous charges verticales	110
Tableau IV- 8: Vérification de la force sismique statique et dynamique	111
Tableau IV- 9: L'effort tranchant modal	112
Tableau IV- 10: Combinaison des réponses modales.....	113
Tableau IV- 11: Vérification des déplacements inter-étage dans le sens X-X.....	114
Tableau IV- 12: Vérification des déplacements inter-étage dans le sens Y-Y	114
Tableau IV- 13: Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens X-X)	115
Tableau IV- 14: Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens Y-Y)	116
Tableau IV- 15: Vérification de l'effet (P- Δ) sens X-X	116
Tableau IV- 16: Vérification de l'effet (P- Δ) sens Y-Y	117
Tableau IV- 17: Calcul de moment de renversement sens X-X	118
Tableau IV- 18: Calcul de moment de renversement sens Y-Y	118
Tableau IV- 19: Calcul du centre de gravité de torsion.....	119
Tableau IV- 20: Vérification du renversement	119
Tableau IV- 21: Vérification de l'effort normal réduit.....	120

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau V- 1: Combinaisons d'actions.....	121
Tableau V- 2: Caractéristiques des matériaux	122
Tableau V- 3: Armatures minimales et maximales pour chaque zone	124
Tableau V- 4: calcul de ferrailage.....	124
Tableau V- 5: Sollicitation corrigées	125
Tableau V- 6: Ferrailages des poteaux	127
Tableau V- 7: Le choix des armatures	127

Tableau V- 8: Espacement des armatures transversales	128
Tableau V- 9 : Armature transversales (Zone courante).....	129
Tableau V- 10: Armature transversale (Zone nodale)	130
Tableau V- 11: Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant	131
Tableau V- 12: Vérification des contraintes	131
Tableau V- 13: Vérification de l'effort normale ultime.....	132
Tableau V- 14: Sollicitations de calcule des poutres principales (30x40).....	140
Tableau V- 15: Ferrailage de poutres principales (30x40)	140
Tableau V- 16 : Sollicitations de calcule des poutres secondaires (30x35).....	140
Tableau V- 17: Ferrailage de poutres secondaires (30x35)	141
Tableau V- 18: Vérification du cisaillement du béton.....	142
Tableau V- 19: Vérification des contraintes des poutres principales.....	143
Tableau V- 20: Vérification des contraintes des poutres secondaires	143
Tableau V- 21: Vérification de la flèche.....	144
Tableau V- 22: Résultats des ferrailages du voile 1 (L=5 m).....	153
Tableau V- 23: Résultats des vérifications du voile 1 (L=5 m).....	153

CHAPITRE VI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau VI- 1 : Caractéristiques des poteaux	153
Tableau VI- 2: Caractéristiques des voiles	154
Tableau VI- 3: Vérification des contraintes.....	155
Tableau VI- 4: Calcul des moments	159
Tableau VI- 5: Vérification des moments à l'ELU.....	160
Tableau VI- 6: Vérification des moments à l'ELS	160
Tableau VI- 7: Ferrailage de radier à l'ELU	161
Tableau VI- 8: Vérification des contraintes.....	162
Tableau VI- 9: Ferrailage de débord.....	163

Table des matières

I.	Remerciement	
II.	Dédicaces	
III.	Résumé	
IV.	Introduction	
V.	Table des matières	
VI.	Liste des figures	

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1	Introduction.....	1
I.2	Aperçu générale du projet	1
I.2.1	Aspect géophysique.....	1
I.3	Présentation de l'ouvrage	1
I.4	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.5	Données sismiques de la structure	2
I.6	Choix du système de contreventement	3
I.7	Présentation des règles de CBA	3
I.7.1	Règles et Normes utilisées.....	3
I.7.2	Etats limites	3
I.7.3	Actions et combinaisons d'actions	4
I.7.4	Les actions accidentelles	5
I.8	Les combinaisons d'actions	5
I.9	Caractéristiques des matériaux.....	6
I.9.1	Béton	6
I.9.2	L'acier	8
I.10	Hypothèses de calcul.....	9
I.11	Conclusion	10

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

II.1	Introduction.....	11
II.2	Pré-dimensionnement des éléments non structuraux	11
II.2.1	Les planchers	11
II.2.2	Dimensionnement.....	12
II.3	Les poutrelles	12

II.4	Plancher dalle pleine	13
II.4.1	Critère de résistance à la flexion	13
II.4.2	Critère de coupe-feu	13
II.4.3	Critère d'isolation acoustique (phonique)	14
II.5	La dalle de salle machine.....	15
II.6	Les escaliers.....	16
II.6.1	Pré-dimensionnement.....	16
II.6.2	Pour L'étage courant et RDC	16
II.7	L'acrotère	18
II.7.1	Poids propre de l'acrotère.....	18
II.8	Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	18
II.8.1	Les poutres	18
II.8.2	Les voiles.....	19
II.9	Evaluation des charges et des surcharges.....	21
II.9.1	Charges permanentes et exploitation	21
II.9.2	Acrotère.....	23
II.10	Balcons	24
II.11	Escaliers.....	25
II.11.1	Palier de repos	25
II.11.2	Paillasse.....	26
II.12	Les poteaux.....	26
II.12.1	Pré dimensionnement des poteaux	26
II.12.2	Les étapes de calcul.....	26
II.13	Conclusion	35

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Introduction	36
III.2	Calcul des planchers.....	36
III.2.1	Etude des poutrelles.....	36
III.2.2	Première étape : Avant le coulage de la table de compression.....	37
III.2.3	Deuxième étape : après le coulage de la table de compression	39
III.2.4	Choix de la méthode de calcul.....	40
III.3	Calcul des armatures	45

III.3.1	Calcul à l'état limite ultime (ELU)	45
III.4	Vérifications à l'ELU	47
III.5	Vérifications à l'ELS.....	48
III.5.2	Calcul de la flèche.....	50
III.5.3	Conclusion	53
III.6	Ferraillage de la dalle de compression	54
III.7	Calcul de l'acrotère.....	55
III.7.1	Ferraillage de l'acrotère	57
III.7.2	Schéma de ferraillage	62
III.8	Etude des escaliers	63
III.8.1	Volée 1 et 3 calcul des sollicitations.....	63
III.8.2	Ferraillage	66
III.8.3	Armatures de répartition	67
III.8.4	Armatures de répartition	67
III.8.5	Ferraillage.....	71
III.8.6	Pré dimensionnement de la poutre palière	74
III.8.7	Schéma de ferraillage	81
III.9	Etude de la salle des machines.....	82
III.9.1	Introduction.....	82
III.9.2	Schéma d'ascenseur	82
III.9.3	Dimensionnement de la dalle.....	83
III.9.4	Evaluation des charges et surcharges	83
III.9.5	Ferraillage.....	86
III.9.6	Calcul des armatures en flexion simple.....	86
III.10	Etude des balcons.....	92
III.10.1	Détermination des efforts	92
III.10.2	Combinaisons de charges.....	92
III.10.3	Ferraillage de balcon	95
III.10.4	Vérifications.....	96
III.10.5	Conclusion	98
III.10.6	Schéma de ferraillage de balcon	98

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1	Introduction	102
IV.2	Méthode de calcul	102
IV.2.1	Méthode statique équivalente (RPA).....	102
IV.2.2	Méthode d'analyse modale spectrale (RPA)	102
IV.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (RPA)	102
IV.3	Choix de la méthode de calcul.....	103
IV.3.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	103
IV.3.2	La méthode d'analyse modale spectrale.....	104
IV.3.3	Spectre de réponse de calcul.....	104
IV.4	Modélisation de la structure	108
IV.4.1	Modélisation de la vue en 3D.....	108
IV.4.2	Disposition des voiles	109
IV.5	Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	109
IV.6	Caractéristiques dynamiques de la structure	111
IV.7	Verification des exigences de RPA99/V2003	114
IV.1	Introduction	102
IV.2	Méthode de calcul	102
IV.2.1	Méthode statique équivalente (RPA).....	102
IV.2.2	Méthode d'analyse modale spectrale (RPA)	102
IV.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (RPA)	102
IV.3	Choix de la méthode de calcul.....	103
IV.3.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	103
IV.3.2	La méthode d'analyse modale spectrale.....	104
IV.3.3	Spectre de réponse de calcul.....	104
IV.4	Modélisation de la structure	108
IV.4.1	Modélisation de la vue en 3D.....	108
IV.4.2	Disposition des voiles	109
IV.5	Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	109
IV.6	Caractéristiques dynamiques de la structure	111
IV.7	Verification des exigences de RPA99/V2003	114
IV.7.1	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	114
IV.7.2	Calcul de la force sismique statique totale.....	114
IV.8	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	118

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1	Introduction.....	121
V.2	Etude des poteaux.....	122
V.3	Etapas de calcul	123
V.3.1	Armatures longitudinales	123
V.3.2	Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003.....	128
V.3.3	Vérification du poteau à l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)	130
V.3.4	Vérification au cisaillement (contraintes tangentielles) (RPA2003Art 7.4.3.2).....	130
V.4	Schémas de ferrailage des poteaux.....	133
V.5	FERRAILLAGE DES POUTRES	133
V.5.1	Introduction.....	133
V.5.2	Etape de calcul.....	134
V.5.3	. Exemple de calcul de ferrailage.....	135
V.5.4	Ferrailage longitudinal des poutres.....	140
V.5.5	Schémas de ferrailage des poutres	144
V.6	Etude des voiles.....	145
V.6.1	Procédure de ferrailage des voiles	146
V.7	Méthode de calcul.....	148

CHAPITRE VI : ETUDE DES INFRASTRUCTURES

VI.1	Introduction	152
VI.2	Classification des fondations	152
VI.3	Les différents types des fondations	152
VI.4	Choix du type de fondation	152
VI.5	Caractéristiques du sol.....	153
VI.6	Radier général.....	155
VI.6.1	Etude d'un radier	155
VI.7	Vérification de la stabilité au renversement (art 10.1.5 de RPA99/version 2003)..	156
VI.7.1	Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	156
VI.8	Ferrailage du radier (panneau).....	157
VI.8.1	Ferrailage de débord du radier :	162

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU PROJET

I.1 Introduction

Pour qu'une étude génie civil d'une structure soit faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des matériaux utilisés dans sa réalisation est nécessaire, c'est ce qui fait l'objet de ce chapitre.

I.2 Aperçu générale du projet

I.2.1 Aspect géophysique

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (**R+6**) en béton armé à usage multiples (d'habitation + commerce), implanté à **Bouira**, classé selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/Version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone II_a**). Selon le rapport du sol, la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible de **2 bars**.

I.3 Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.



Figure I- 1: Situation géographique du projet

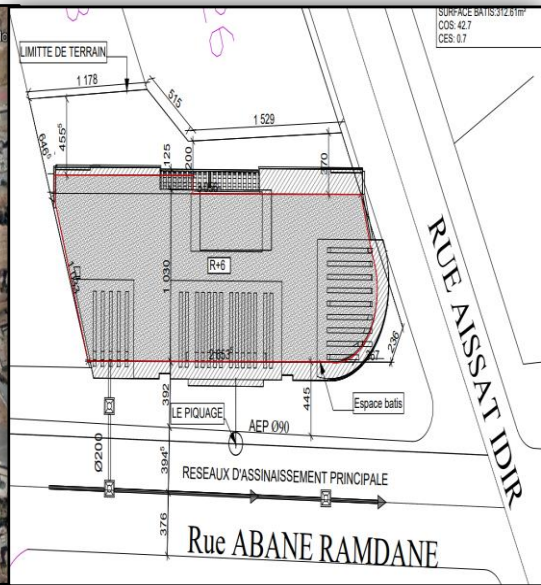


Figure I- 2: Plan de masse du projet

I.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage



Figure I- 3: La Façade principale

Tableau I- 1 : Dimensions de l'ouvrage

Dimensions		Valeurs (m)
Hauteur total du bâtiment (H_t)		24,94
Hauteur de RDC (H_{RDC})		4,08
Hauteur de étage courant (H_{ec})		3,06
Longueur total	Façade principale	24,86
	Façade postérieure	25,56
Largeur total		24,75
Surface totale du bâtiment (m^2)		1551,20

I.5 Données sismiques de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003** comme une zone de moyenne de sismicité (**zone II a**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 1B**.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I.6 Choix du système de contreventement

Notre structure sera contreventée par un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, et selon le RPA99/version2003, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.7 Présentation des règles de CBA

I.7.1 Règles et Normes utilisées

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

I.7.2 Etats limites

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour duquel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite.

I.7.2.1 Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la limite :

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction.
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Soit de la stabilité de forme.

I.7.2.2 Etat limite de service (ELS)

Correspond à l'état limite :

- ✓ De compression de béton.
- ✓ D'ouverture des fissures.
- ✓ De déformation.

I.7.3 Actions et combinaisons d'actions

➤ Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.
- ✓ Des actions accidentelles.

I.7.3.1 Les actions permanentes (G)

Sont les charges qui ont une intensité constante ou très peu variables dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des éléments de la structure.
- Le poids des poussées des terres et des poussées des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

I.7.3.2 Les actions variables (Q)

Sont les charges qui ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitation.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.
- ❖ Les charges amenées en cours d'exécution.

I.7.4 Les actions accidentelles

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

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

I.8 Les combinaisons d'actions

Tableau I- 2 : Les combinaisons d'actions

		Combinaison d'actions	
Situations	Durables	ELU	$1,35 G + 1,5 Q$
		ELS	$G+Q$
	Accidentelles		$G + Q \pm E$
			$0,8 G \pm E$
			$G + Q \pm 1,2 E$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort sismique

I.9 Caractéristiques des matériaux

I.9.1 Béton

Le béton est un matériau de construction constitué de granulats (gravier et sable), d'un liant (le ciment), de l'eau (eau de gâchage), et amélioré par des adjuvants.

I.9.1.1 Dosage du béton

Le dosage du béton est fait pour un volume de 1 m^3 .

Tableau I- 3: Le dosage du béton

Composant	Dosage (L)
Sables (0/5)	800
Gravier (5/25)	400
Ciment	350 (kg/m^3)
Eau	175
Masse volumique	2500 (kg/m^3)

I.9.1.2 Les caractéristiques mécaniques du béton

I.9.1.3 La résistance à la compression

La résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj}), est donnée par la formule :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$$

- ✓ Au-delà de $j=28$ jours

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Dans notre cas on adopte $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.9.1.4 La résistance à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est définie par la formule : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPa.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa : $f_{tj} = 2,1$ MPa .

❖ Module déformation longitudinale

✓ Module d'élasticité instantanée

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Longrightarrow \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

On prend pour $f_{c28} = 25$ MPa : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.

✓ Module d'élasticité différée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Longrightarrow \quad f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

On prend pour $f_{c28} = 25$ MPa ; $E_{vj} = 10818,865$ MPa.

❖ Contraintes limites

➤ A l'ELU

• Contrainte ultime de compression

Elle est définie par la formule suivante : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

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

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, $\theta = 1$ $t \geq 24$ heures.

$f_{bu} = 14,17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \min (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28}=25$ MPA donc :

$\bar{\tau} = 3,33$ MPA \Longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = 2,5$ MPA \Longrightarrow fissuration préjudiciable.

➤ **A P'ELS**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ \Longrightarrow $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}=15$ MPa.

I.9.2 L'acier

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, est caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

I.9.2.1 Les caractéristiques mécaniques d'acier

➤ **Résistance caractéristique d'acier**

On définit la résistance caractéristique d'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

❖ **Contrainte limite**

a. **A P'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} f_e = 215 ; 235 \text{ pour les ronds lisses} \\ f_e = 400 ; 500 \text{ Pour haute adhérence} \\ f_e = 400 \text{ Pour treillis soudés} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ dans le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ dans le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

b. A'ELS

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- Fissuration peu nuisible : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e$.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les armatures rondes lisses.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences.

I.10 Hypothèses de calcul**➤ A'ELU**

Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \quad n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

➤ A'ELS

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10 ‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

I.11 Conclusion

Tableau I- 4: Caractéristiques mécaniques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques mécaniques		Valeurs(MPa)	
BETON	f_{c28}		25	
	f_{t28}		2,1	
	E_{i28}		32164,195	
	E_{v28}		10818,865	
	ELU	f_{bu}	Situation accidentel	14,17
			Situation durable	18,48
		$\bar{\tau}$	Fissurations peu préjudiciables	3,33
			Fissurations préjudiciables	2,5
ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$		15	
ACIER	E_s		200000	
	Limite d'élasticité f_e	Ronds lisses	215 / 235	
		Hautes adhérences	400 / 500	

CHAPITRE II :
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
SECONDAIRE

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure, ces pré-dimensionnements sont obtenus selon les réglementations de RPA99 Version 2003, CBA93, BAEL91, les résultats obtenus ne sont pas définitifs.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.1 Les planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure,

Ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Pour notre bâtiment on a utilisé deux types de planchers :

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

a) Plancher corps creux

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de :
Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

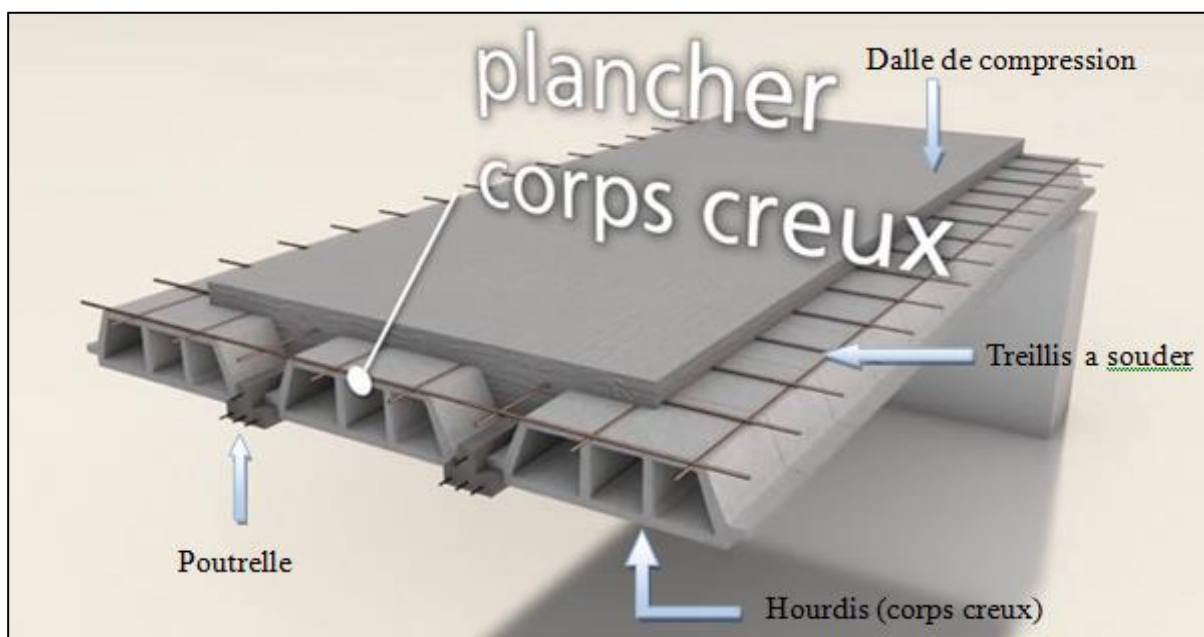


Figure II- 1: Plancher corps creux

II.2.2 Dimensionnement

D'après le BAEL 91, la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{\min(l_{x \max} ; l_{y \max})}{22,5}$$

Avec : h_t : C'est l'épaisseur du plancher.

$l_{x \max}$: Distance maximale entre nus d'appuis suivant l'axe (ox).

$l_{y \max}$: Distance maximale entre nus d'appuis suivant l'axe (oy).

$$\left. \begin{array}{l} l_{x \max} = 445 \text{ cm.} \\ l_{y \max} = 492 \text{ cm.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h_t \geq \frac{\min(492; 445)}{22,5} = \frac{445}{22,5} = 19,77 \text{ cm.} \\ h_t \geq 20 \text{ cm.} \end{array}$$

On adopte une épaisseur de plancher de **20 cm = (16+4)** avec 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

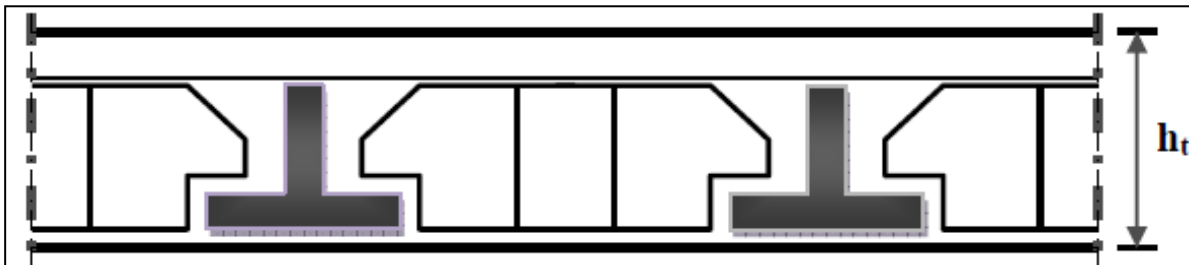


Figure II- 2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.3 Les poutrelles

➤ Définition

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, consiste à transmettre des charges réparties ou concentrés aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

a. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

b. Le critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

c. Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis)

Les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possible.

Dimensionnement des poutrelles :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t$$

Avec :

b_0 : La largeur de la nervure.

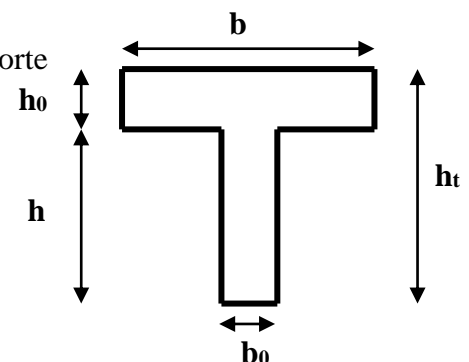


Figure II- 3: Coupe transversale d'une poutrelle

h_t : La hauteur totale de la poutrelle.

Pour $h_t = 20$ cm on adopte : $b_0 = 12$ cm

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_0}{2} ; \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec : b_1 : La demi largeur de la dalle de compression sans prendre en compte la largeur de la nervure « b_0 ».

l_0 : Distance entre nus de deux poutrelles successive.

l_{\max} : Distance entre axes d'appuis des poutrelles.

$$l_0 = 53 \text{ cm.}$$

$$l_{\max} = 445 \text{ cm.} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{53}{2} ; \frac{492}{10} \right) \gg b_1 = 26.5 \text{ m}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

Avec : b : La largeur total de la table de compression.

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm, donc on adopte } b = 65 \text{ cm}$$

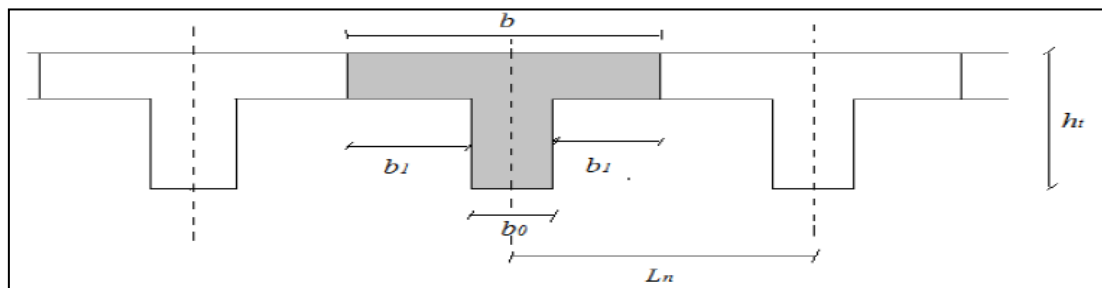


Figure II- 4: Coupe transversale d'une poutrelle

II.4 Plancher dalle pleine

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constituées par des poutres en béton armé.

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux n'est plus valable, son dimensionnement dépend des critères suivants :

II.4.1 Critère de résistance à la flexion

- ✓ cas de dalle sur un seul appui $e \geq \frac{l_x}{20}$
- ✓ cas de dalle sur deux appuis $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$
- ✓ cas de dalle sur trois ou quatre appuis $\frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$

l_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

II.4.2 Critère de coupe-feu

- ✓ $e \geq 7$ cmPour 1 heure de coup de feu.
- ✓ $e \geq 11$ cmPour 2 heures de coup de feu.
- ✓ $e \geq 14$ cmPour 4 heures de coup de feu.

II.4.3 Critère d'isolation acoustique (phonique)

- ✓ $e \geq 14$ cm.

• Notre cas la structure comporte 3 types de dalles pleines :

• **Dalle sur un seul appui (balcon)**

$e \geq \frac{l_x}{20} \longrightarrow e \geq \frac{2.78}{20} = 13.9$ cm

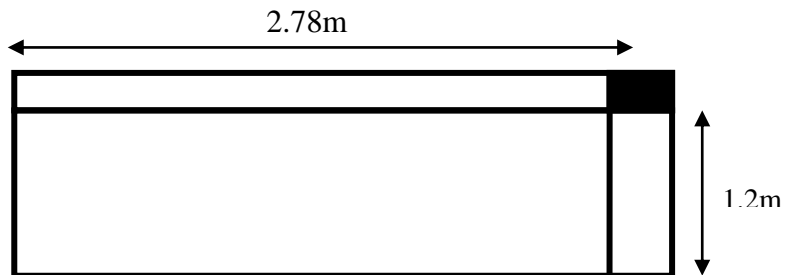


Figure II- 5: Dalle pleine sur un seul appui

• **Dalle sur deux appuis (balcon)**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{395} = 0,3 < 0,4 \longrightarrow \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} = \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$

$e = 3,71$ cm.

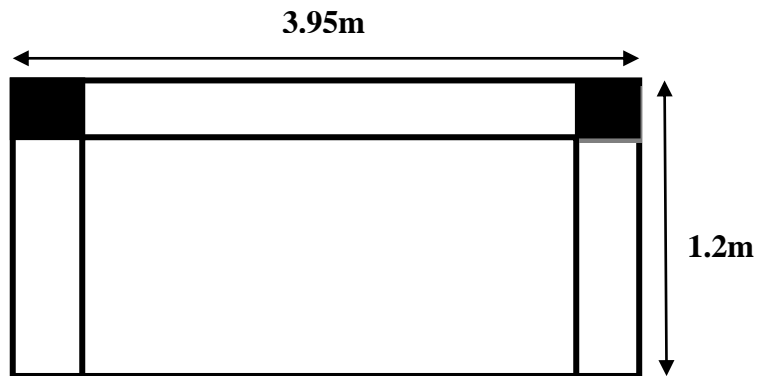


Figure II- 6: Dalle pleine sur deux appuis

• **Dalle sur trois appuis (balcon)**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{804} = 0.14 < 0,4 \longrightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \longrightarrow \frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$

$e = 2.83$ cm.

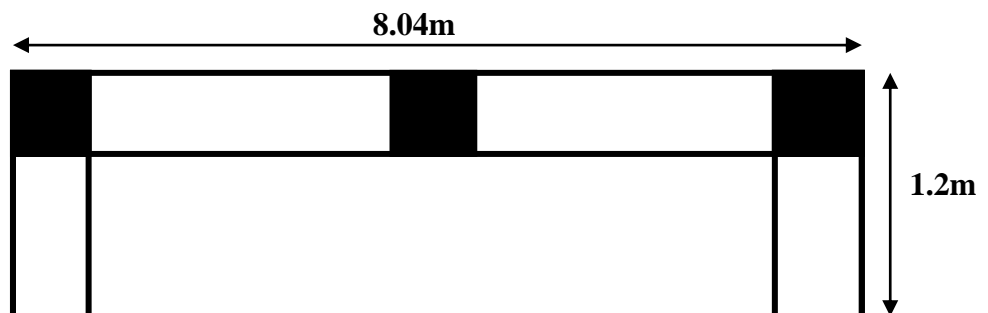


Figure II- 7: Dalle pleine sur trois appuis

- Dalle sur 4 appuis (cage escalier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{372}{445} = 0.83 > 0,4 \longrightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \longrightarrow \frac{372}{45} \leq e \leq \frac{372}{40}$$

e = 8,78 cm.

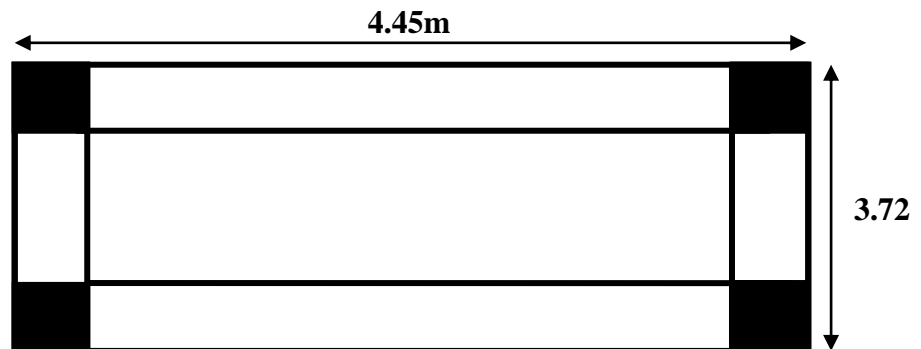


Figure II- 8: Dalle pleine sur quatre appuis

➤ Conclusion

Comme les dimensions de tous les panneaux sont petites, donc le critère de coup feu (pour 2h) et l’isolation phonique seront les déterminants, les dimensions sont présenter dans le tableau suivant :

Tableau II- 1: Les épaisseurs des dalles pleines

Panneau	Epaisseur (cm)
Balcon	15
Cage d’escalier	15

II.5 La dalle de salle machine

L’ascenseur est un transport (des personnes ou des chargements) vertical assurant le déplacement en hauteur (entre les 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 mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment contient une cabine d’ascenseur de surface (1,4×1,9) m², et d’une épaisseur déterminer d’après la vérification des conditions suivantes :

- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \longrightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \longrightarrow 3.11 \leq e \leq 3.5\text{cm}$

Condition de l’E.N.A (l’entreprise nationale des ascenseurs) préconise que l’épaisseur de la dalle machine e ≤ 25cm.

- Donc on adopte une épaisseur de **15cm**.

II.6 Les escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

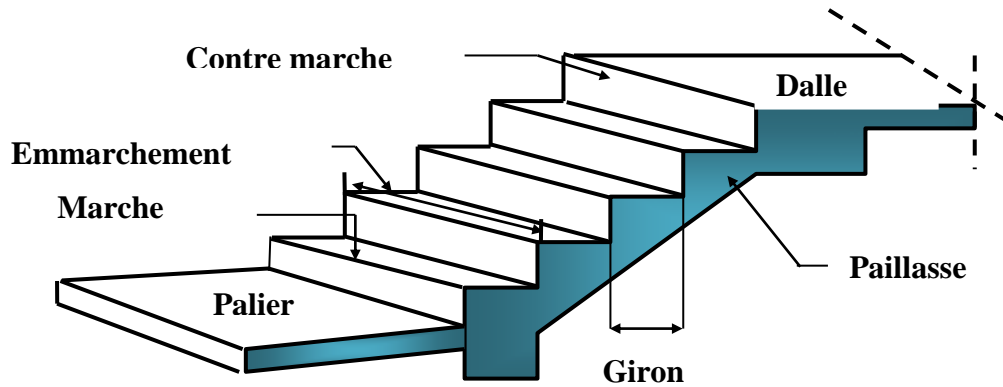


Figure II- 9: Schema de détails d'un escalier

II.6.1 Pré-dimensionnement

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de **BLONDEL** :

- ✓ $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$
- ✓ $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- ✓ $g \geq 23 \text{ cm}$

h: La hauteur de la contre marche.

g : Giron.

H : La hauteur d'étage.

n : Nombre de contre marches.

n -1: Nombre de marches.

II.6.2 Pour L'étage courant et RDC

- ✓ Hauteur d'étage : **H = 3.06 m**.
- ✓ Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17\text{cm}$
- ✓ $59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \implies 26 \leq g \leq 32$
- ✓ On prend **g = 30m**.
- ✓ **n = 18** contre marche
- ✓ $h = H/n = 306 / 18 = 17\text{cm}$.

❖ Il y a deux volées on aura "18" contre marches entre chaque étage, il y a 8 contre marches sur une volée.

- ✓ Hauteur d'étage : $h_e = 3.06$ m.
- ✓ Giron : $g = 30$ cm
- ✓ Hauteur de la contre marche $h = 17$ cm.

• **L'inclinaison de la paillasse**

Hauteur de palier : $H' = 0.17 * 8 = 1.36$ m

- Tang $\alpha = 1.36 / 2.10 = 0.648$

$\alpha = 32.93$

• **Epaisseur :**

L'épaisseur est donné par $\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20}$

Avec : $L_p = L \text{ Paillasse} + L \text{ palier}$

$\cos \alpha = 2.10 / 1 \text{ volée}$

$L \text{ volée} = 2.10 / \cos (32.93) = 2.5$ m

Donc : $L_p = 1 \text{ volée} + 1 \text{ palier} = 2.5 + 1.25 = 3.75$ m

Alors : $375 / 30 \leq e \leq 375 / 20$ $.125 \leq e \leq .1875$

On prend $e = 15$ cm

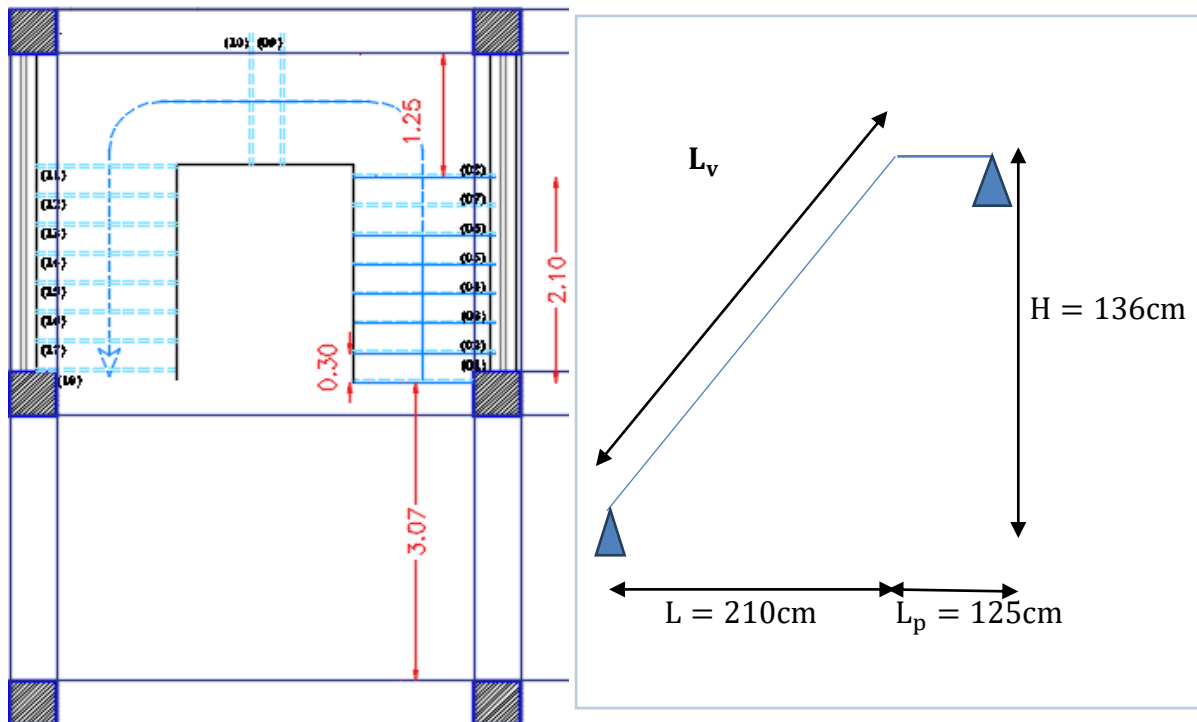


Figure II- 10: Schéma de la volée et du palier d'Etage courant et RDC

II.7 L’acrotère

L’acrotère est un élément secondaire, fait en béton armé, encastré à sa base au plancher terrasse, il a pour rôle d’empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu’un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

II.7.1 Poids propre de l’acrotère

$$G = \gamma_b \times S_{ac} \times 1ml$$

G : Poids propre de l’acrotère par ml.

γ_b : Poids volumique du béton.

S_{ac} : Surface de l’acrotère.

Le poids propre de l’acrotère pour une bande de 1.00 m

$$G = \rho \times S$$

$$S = [(60 \times 10) + (10 \times 8) + \frac{10 \times 2}{2}] = 690 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.069m$$

$$G = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

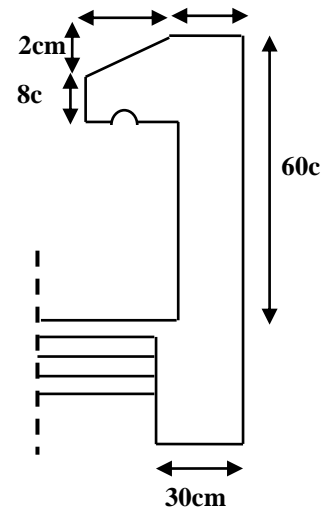


Figure II- 11: Acrotère

II.8 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.8.1 Les poutres

Sont des éléments porteurs en béton armé, horizontaux, leur rôle c’est la transmission des charges aux poteaux.

Selon le BAEL91, le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec : L_{max} : la portée maximale de la poutre entre nus d’appuis.

h : la hauteur de la poutre.

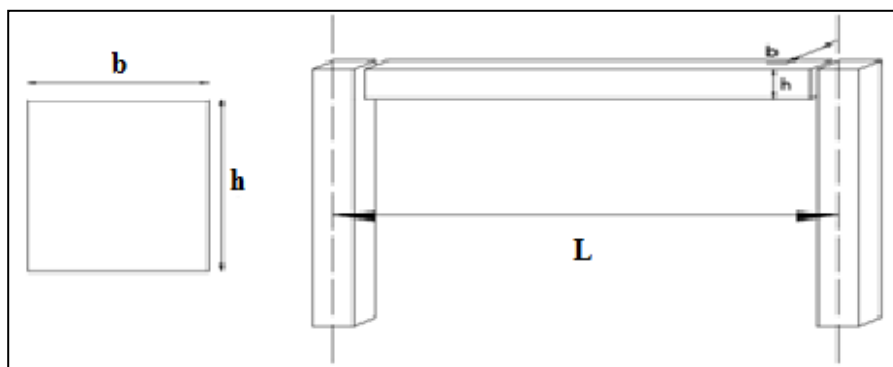


Figure II- 12: Les dimensions d’une poutre

II.8.1.1 Poutre principale (PP)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 492\text{cm} \longrightarrow 32.8 \text{ cm} \leq h \leq 49.2\text{cm}.$$

Donc: $h = 40 \text{ cm}$.

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \longrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}.$$

Donc : $b = 30 \text{ cm}$.

Selon les vérifications du RPA 99 / version 2003

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ \longrightarrow vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 40\text{cm}$ \longrightarrow vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4$ (élément linéaire) $\frac{h}{b} = 1.3$ \longrightarrow vérifiée.

On adopte pour les poutres principales une section rectangulaire : $(b \times h) = (30\text{cm} \times 40\text{cm})$

II.8.1.2 Poutre secondaire (PS)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 445\text{cm} \Longrightarrow 29,67 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm}.$$

Donc on prend la hauteur minimale du RPA 99/V2003 : $h = 35 \text{ cm}$.

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Longrightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

Donc on prend : $b = 30 \text{ cm}$.

Selon les vérifications du RPA 99 / version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ \longrightarrow vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 35\text{cm}$ \longrightarrow vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4$ (élément linéaire) $\frac{h}{b} = 1.75$ \longrightarrow vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section rectangulaire : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$.

II.8.2 Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui servent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire aux conditions du **RPA99 V 2003**

suivantes : $e_{\min} = 15 \text{ cm} \geq 4 \times e$

$e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$ Avec : e : épaisseur du voile.

L : la largeur du voile.

h_e : la hauteur libre d'étage (hauteur d'étage – hauteur de la poutre secondaire).

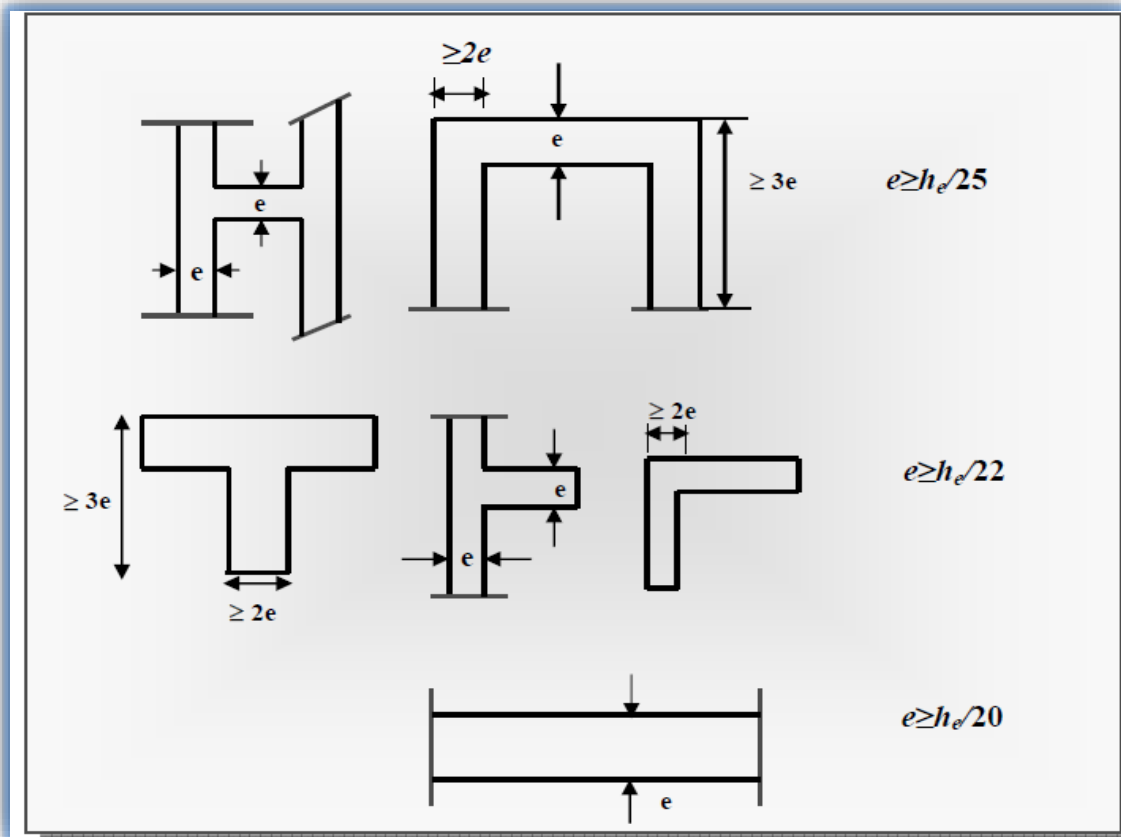


Figure II- 13: Coupe des voiles en plan

Dans notre projet on a deux types de voiles donc : $e \geq \max\left(e_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$

➤ Pour RDC

$h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm.}$

$e = \max\left(15 ; \frac{373}{25} ; \frac{373}{22} ; \frac{373}{20}\right)$

$e = \max(15 ; 14.92 ; 16.95 ; 18.65) \text{ cm}$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 20 \text{ cm.}$

➤ Pour l'étage courant : ($h_e = 3.06 \text{ m}$)

$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm.}$

$e = \max\left(15 ; \frac{271}{25} ; \frac{271}{22} ; \frac{271}{20}\right)$

$e \geq \max(15 ; 10.84, 12.31, 13.55)$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

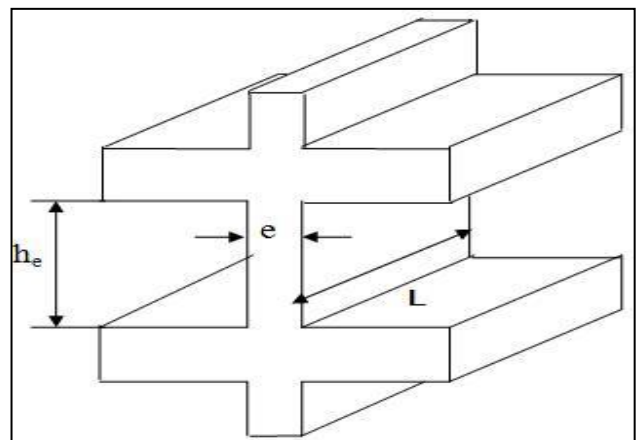


Figure II- 14: Coupe de voile en élévation

Conclusion

$$e \geq \max(20, 15) \text{ cm}$$

On adopte comme dimensions des voiles :

e = 20 cm pour tous les niveaux.

$$L \geq 4 \times 20 \implies L = 80 \text{ cm.}$$

II.9 Evaluation des charges et des surcharges**II.9.1 Charges permanentes et exploitation**➤ **Plancher terrasse inaccessible Corps-creux (16+4)**

Tableau II- 2: Evaluation des charges du plancher ceps-creux

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (kg/m ²)
1) gravillon de protection	1700	5	85
2) étanchéité multicouche	600	2	12
3) Papier kraft	2 feuilles	/	50
4) forme de pente	2000	8	160
5) isolation thermique	400	4	16
6) dalle en corps creux	1425	(16+4)	285
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
Total	/	/	628

Charges permanentes : **G = 6.28 kN/m²**

Charges d'exploitation **Q=1 kN/m²**

➤ Dalle pleine (Salle machine : e = 15cm)

Tableau II- 3: Evaluation des charges du dalle pleine

Eléments constituants	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge surfacique (Kg/m ²)
1) Protection gravillons	1500	5	75
2) Etanchéité	/	/	12
3) Forme de pente	1700	10	170
4) Isolation thermique	400	4	16
5) Dalle en béton armé	2500	15	375
6) Enduit plâtre	1000	2	20
Total	/	/	668

Charges permanentes : **G =6.68 KN/m²**

Charges d’exploitation **Q=1KN/m²**

- **Plancher Etage Courant**
- **Plancher étages courants en corps creux**

Tableau II- 4: Les charges et Eléments constituant du plancher des étages courants

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Plancher en corps creux	1425	(16+4)	285
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	-	-	90
Total	/	/	530

Charges permanentes : **G =5.30KN/m²**

Charges d’exploitation : **Q=1.5KN/ m²**

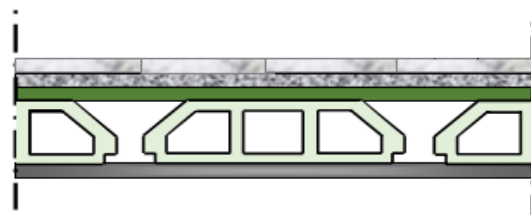


Figure II- 15: Plancher étages courants en corps creux

➤ Dalle pleine (Salle machine : e = 15 cm)

Tableau II- 5: Les charges surfacique de la dalle pleine

Eléments constituants	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge surfacique (Kg/m ²)
1) carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2.5	50
3) Lit de sable	1800	2.5	45
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit plâtre	/	2	20
6) Cloisons légères	/	/	100
Total	/	/	634

Charges permanentes : **G = 6.34KN/m²**

Charges d’exploitation : **Q= 1.50KN/m²**

II.9.2 Acrotère

Tableau II- 6: La Charge permanente de l’acrotère

La masse volumique (kg/m ³)	Surface de l’acrotère (m ²)	Charge permanente de l’acrotère (kg/ml)
2500	$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02) / 2]$ <p style="text-align: center;">S=0.069</p>	172.5

Charges permanentes : **G = 1.725KN/ml**

Charges d’exploitation : **Q= 1 KN/m²**

II.10 Balcons

Tableau II- 7: Charges Surfaique des balcons

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit en ciment	1000	2	20
Total	/	/	530

Charges permanentes : **G = 5.30KN/m²**

Charges d’exploitation : **Q= 3.50KN/m²**

➤ **Maçonnerie**

- **Murs extérieurs**

Tableau II- 8: Charge surfaique des murs extérieurs

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaique (kg/m ²)
1) Brique creuse	900	20	180
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	220

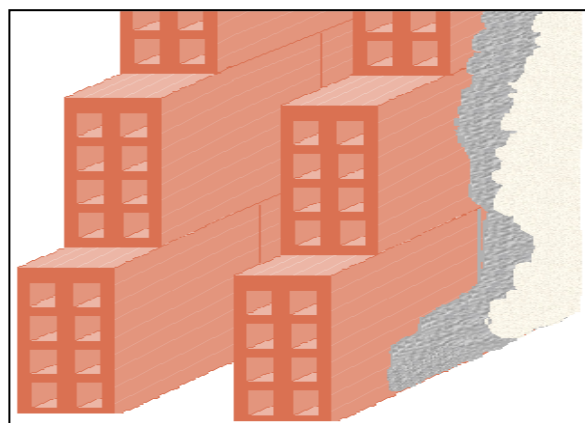


Figure II- 16: Mur extérieur

- Murs intérieurs

Tableau II- 9: Les charges surfaciques des murs interieurs

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Brique creuse	900	10	90
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	130

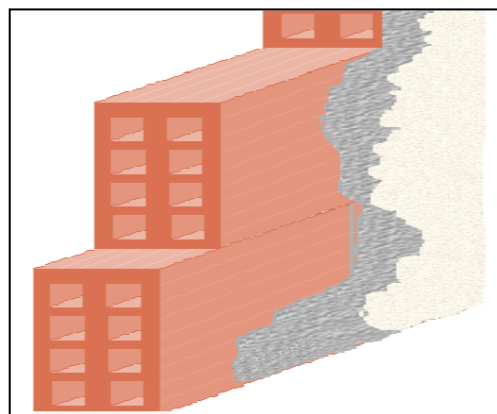


Figure II- 17: Murs intérieur

II.11 Escaliers

II.11.1 Palier de repos

Tableau II- 10: Les charges surfaciques du palier de repos

Eléments constituants	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	/	/	50
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit de ciment	1000	2	20
Total	/	/	4.70

Charges permanentes : **G = 4.70 kN/m²**

Charges d'exploitation : **Q= 2.5 kN/m²**

II.11.2 Paillasse

➤ Pour étage courant

Tableau II- 11: Charges Surfaiques de paillasse

Éléments constituants	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaique (kg/m ²)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) marches	2200	17/2	187
4) Dalle en béton armé	2500	15	$(0.15 \times 2500) / \cos 32.92 = 446.73$
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Lit de sable	1700	3	51
Total	/	/	788.73

Charges permanentes : $G = 7.73 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.12 Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs, faits en béton armé, rectangulaire ou circulaire, ils assurent la transmission des charges aux fondations, leur pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91.

II.12.1 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à L'ELU, Nous choisisant le poteau central, les poteaux de rive et d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des d'exploitation.

II.12.2 Les étapes de calcul

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le « **BAEL 91 modifié 99** ».
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

La formule générale :

$$B_r \geq \frac{k \beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} f_{ed}} \dots\dots\dots \text{(Article B.8.4.1 du CBA 93)}$$

Tel que :

B_r : La section réduite de poteau (en cm^2) et $B_r = (a-2cm) \times (b-2cm)$

Pour une section carrée ($a=b$) : $B_r = (a-0,02)^2$ d'où : $a=b=\sqrt{B_r+2}$ (en cm^2).

N_u : $N_u = 1.35G + 1.5Q$ (L'effort normal ultime).

$$\begin{cases} K = 1,1 : \text{si plus de moitié des charges est appliquées avant 90 jours.} \\ K = 1,2 \text{ et } f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cij} \\ \text{si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \\ K = 1 : \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

Dans notre cas on a : $k=1$.

γ_b : coefficient de sécurité du béton tel que

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T > 24h \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots\dots\dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

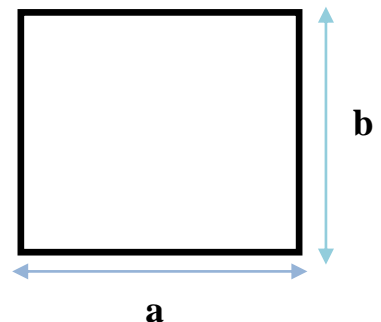
Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à

$\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1 * 1.2 * N_u}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85}{100} * 348} \geq \frac{1.2 * N_u}{15.74 + 2.3}$$



$$B_r \geq 0.064 N_u$$

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

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

❖ Charge permanente :

$$N_G = G \times S$$

G : charge permanente.

S : surface d'influence de poteau.

❖ Charge d'exploitation :

$$N_Q = Q \times S$$

Q : charge d'exploitation (avec dégression de charge).

S : surface offerte majorée.

II.12.2.1 Calcul des surfaces revenant à chaque poteau

✓ **Poteau central**

La surface revenant aux poteaux centraux est :

$$S = 4.02 \times 3.93 = 15.79 \text{ m}^2$$

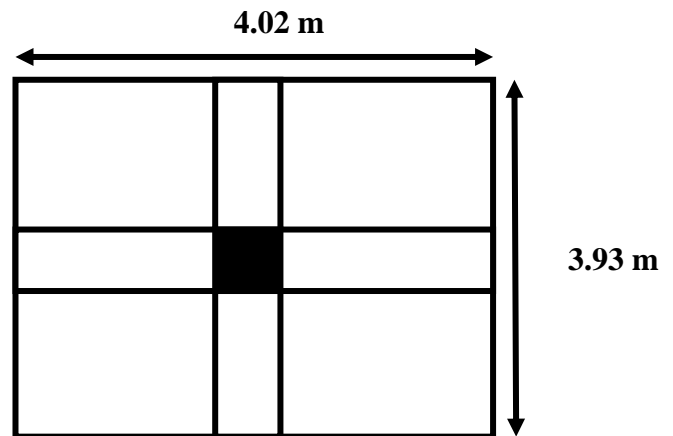


Figure II- 18: Surface d'influence du poteau central

✓ **Poteau de rive :**

La surface revenant aux poteaux centraux est :

$$S = 1.97 \times (2.46 + 2.32) = 9.42 \text{ m}^2$$

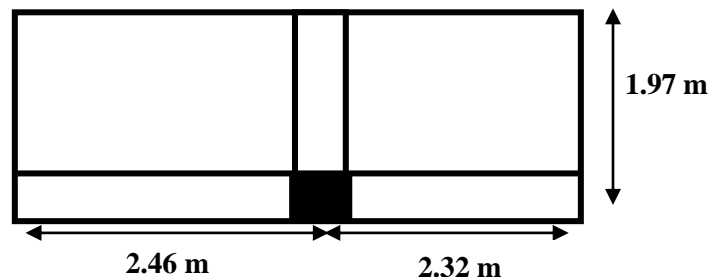


Figure II- 19: Surface d'influence du poteau de rive

II.12.2.2 Loi de dégression des charges d’exploitation

Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1,2...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- ✓ Sous le dernier étage : Q_0+Q_1 .
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- ✓ Sous l’étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$: $Q_0+ [\frac{3+n}{2n}] \times (Q_1+Q_2$ Sous la terrasse :
 Q_0 .
 ✓ $+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

❖ **Poteau central**

- **Tableau des charges d’exploitation**

Tableau II- 12: Les charges d’exploitations du poteau de central

Niveau des plancher	Charges d’exploitation	La valeur des charges (KN/m ²)	Σ Charges d’exploitations	La valeur Σ Des charges d’exploitation (KN)
Terrasse	Q0	1	Q0	1
6	Q1	1,5	Q0+Q1	2.5
5	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	3.85
4	Q3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	5.05
3	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1
2	Q5	1,5	Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7
1	Q6	1,5	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.75
RDC	Q7	2,5	Q0+0,71(Q1+.....+Q7)	9.17

❖ Tableau des charges permanentes

Tableau II- 13: Les charges permanentes du poteau central

Poteau de central		
Niveau	Élément	Poids N_G (KN)
Terrasse	Plancher terrasse accessible	$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S = 6.28 \times 15.79 = 99.16$ KN
	Poutre principale	$G_{PP} = b \times h \times l \times \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25$ $= 14.76 \text{ KN}$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b \times h \times l \times \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$
Totale	N_{G0}	125.6 KN
6 ^{ème}	N_{G0}	125.6
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 15.79 = 83.69 \text{ KN}$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$
	Poteau (35×35)	$G_{\text{pot}} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25$ $= 9,371$
Totale	N_{G1}	245.101
5 ^{ème}	N_{G1}	245.101
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 15.79 = 83.69 \text{ KN}$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$
	Poteau (35×35)	$G_{\text{pot}} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25$ $= 9,371$
Totale	N_{G2}	364.602
4 ^{ème}	N_{G2}	364.602
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 15.79 = 83.69 \text{ KN}$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$
	Poteau (40×40)	$G_{\text{pot}} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25$ $= 12,24$
Totale	N_{G3}	486.972
3 ^{ème}	N_{G3}	486.972
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 15.79 = 83.69 \text{ KN}$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$
	Poteau (40×40)	$G_{\text{pot}} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25$ $= 12,24$
Totale	N_{G4}	609.342
2 ^{ème}	N_{G4}	609.342
	Plancher corps creux	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 15.79 = 83.69 \text{ KN}$
	Poutre principale	$G_{PP} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$
	Poutre secondaire	$G_{PS} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$

	Poteau (40×40)	$G_{pot} = b \cdot h \cdot h_{ec} \cdot \rho_b = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24$
Totale	N_{G5}	731.712
1^{ème}	N _{G5} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (45×45)	731.712 $G_{cc} = G_{plancher} \times S_{cc} = 5.30 \times 15.79 = 83.69 \text{ KN}$ $G_{PP} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{PS} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{pot} = b \cdot h \cdot h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,491$
Totale	N_{G6}	857.333
RDC	N _{G6} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (45×45)	857.333 $G_{cc} = G_{plancher} \times S_{cc} = 5.30 \times 15.79 = 83.69 \text{ KN}$ $G_{PP} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{PS} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{pot} = b \cdot h \cdot h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 4,08 \times 25 = 20.655$
Totale	N_{G7}	988.118

❖ Descente de charge

Tableau II- 14: La descente de charge du poteau central

Niveaux	G _{plancher} (Kn)	G _{cumulé} (KN)	Q _{plancher} (Kn)	Q _{cumulé} (KN)	Nu (KN)	Nu _{maj} (KN)	Br (cm ²)	A=B (cm)	Choix de section (cm ²)
Terrasse	125.6	125.6	1	15.79	193.245	212.569	/	/	/
6	119.501	245.101	2.5	39.475	390.098	429.108	274.629	18.57	35x35
5	119.501	364.602	3.85	60.792	583.401	641.141	410.330	22.26	35x35
4	122.37	486.972	5.05	79.739	777.021	854.723	547.023	25.39	40x40
3	122.37	609.342	6.1	96.319	967.090	1063.799	680.831	28.09	40x40
2	122.37	731.712	7	110.53	1153.606	1268.966	812.138	30.49	40x40
1	125.621	857.332	7.75	122.373	1340.958	1475.054	944.035	32.73	45x45
RDC	130.785	988.117	9.17	144.794	1551.149	1706.264	1092.01	35.05	45x45

- ❖ Poteau de rive
- ✓ Tableau des charges d'exploitations

Tableau II- 15: Les charges d'exploitation du poteau de rive

Niveau des plancher	Charges d'exploitation	La valeur des charges (KN/m ²)	ΣCharges d'exploitations	La valeur ΣDes charges d'exploitation (KN)
Terrasse	Q0	1	Q ₀	1
6	Q1	1,5	Q ₀ +Q ₁	2.5
5	Q2	1,5	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3.85
4	Q3	1,5	Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
3	Q4	1,5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1
2	Q5	1,5	Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7
1	Q6	1,5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7.75
RDC	Q7	2,5	Q ₀ +0,71(Q ₁ +.....+Q ₇)	9.17

- ✓ Tableau des charges permanentes

Tableau II- 16: Les charges permanentes du poteau de rive

Poteau de central		
Niveau	Élément	Poids N _G (KN)
Terrasse	Plancher terrasse accessible Poutre principale Poutre secondaire	$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S = 6.28 \times 9.42 = 59.16 \text{ KN}$ $G_{PP} = b \times h \times l \times \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{PS} = b \times h \times l \times \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$
Totale	N _{G0}	85.6
6 ^{ème}	N _{G0} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (30×30)	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 9.42 = 49.93 \text{ KN}$ $G_{PP} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{PS} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{\text{pot}} = b \cdot h \cdot h_{ec} \cdot \rho_b = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6.885$
Totale	N _{G1}	168.855
5 ^{ème}	N _{G1} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (30×30)	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 9.42 = 49.93 \text{ KN}$ $G_{PP} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{PS} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{\text{pot}} = b \cdot h \cdot h_{ec} \cdot \rho_b = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6.885$
Totale	N _{G2}	252.11
4 ^{ème}	N _{G2} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (35×35)	$G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 9.42 = 49.93 \text{ KN}$ $G_{PP} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{PS} = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{\text{pot}} = b \cdot h \cdot h_{ec} \cdot \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9.371$
Totale	N _{G3}	337.851

3^{ème}	N_{G3} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (35×35)	337.851 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 9.42 = 49.93 \text{ KN}$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9.371$
Totale	N_{G4}	423.592
2^{ème}	N_{G4} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (35×35)	423.592 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 9.42 = 49.93 \text{ KN}$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9.371$
Totale	N_{G5}	509.333
1^{ème}	N_{G5} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (45×45)	509.333 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 9.42 = 49.93 \text{ KN}$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,491$
Totale	N_{G6}	601.194
RDC	N_{G6} Plancher corps creux Poutre principale Poutre secondaire Poteau (45×45)	601.194 $G_{cc} = G_{\text{plancher}} \times S_{cc} = 5.30 \times 9.42 = 49.93 \text{ KN}$ $G_{pp} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.4 \times 4.92 \times 25 = 14.76 \text{ KN}$ $G_{ps} = b. h. l. \rho_b = 0.3 \times 0.35 \times 4.45 \times 25 = 11.68 \text{ KN}$ $G_{pot} = b. h. h_{ec} \cdot \rho_b = 0,45 \times 0,45 \times 4,08 \times 25 = 20.655$
Totale	N_{G7}	698.219

✓ **Descente de charge**

Tableau II- 17: La descente de charge du poteau de rive

Niveaux	G plancher (Kn)	G _{cumulé} (KN)	Q plancher (Kn)	Q _{cumulé} (KN)	Nu (KN)	Nu _{maj} (KN)	Br (cm ²)	A=B (cm)	Choix de section (cm ²)
terrasse	85.60	85.6	1	9.42	129.69		/	/	/
6	83.255	168.855	2.5	23.55	263.279	289.607	185.349	15.61	30x30
5	83.255	252.11	3.85	36.267	394.749	434.224	277.903	18.67	30x30
4	85.741	337.851	5.05	47.571	527.455	580.201	371.329	21.27	35x35
3	85.741	423.592	6.1	57.462	658.042	723.846	463.262	23.52	35x35
2	85.741	509.333	7	65.94	786.509	865.161	562.354	25.71	35x35
1	91.86	601.194	7.75	73.005	921.119	1013.231	648.468	27.72	45x45
RDC	97.025	698.219	9.17	86.381	1072.167	1179.384	754.806	29.47	45x45

➤ Choix des sections des poteaux

Tableau II- 18: Les sections retenues des poteaux

Niveau	Poteau de rive (cm ²)	Poteau central (cm ²)	Surface retenue (cm ²)
RDC	45×45	45×45	45×45
1 ^{er}	45×45	45×45	
2 ^{ème}	35×35	40×40	40×40
3 ^{ème}	35×35	40×40	
4 ^{ème}	35×35	40×40	
5 ^{ème}	30×30	35×35	35×35
6 ^{ème}	30×30	35×35	

➤ Vérification vis-à-vis du RPA2003

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour notre ZoneII_a.

Tableau II- 19: Vérification vis-à-vis RPA

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
35×35	Min(b ₁ ,h ₁) ≥ 30	Min (b ₁ ,h ₁) = 35	Condition vérifiée
	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ (h _e /20)	(h _e /20)= 15,3	Condition vérifiée
	1/4 <(b ₁ /h ₁) < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
40×40	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ 30	Min (b ₁ ,h ₁) = 40	Condition vérifiée
	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ (h _e /20)	(h _e /20)= 15,3	Condition vérifiée
	1/4 < (b ₁ /h ₁) < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
45×45	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ 30	Min (b ₁ ,h ₁) = 45	Condition vérifiée
	Min (b ₁ ,h ₁) ≥ (h _e /20)	(h _e /20)= 15,3 (h _e /20)= 20.4	Condition vérifiée
	1/4 <(b ₁ /h ₁) < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée

➤ Vérification de flambement

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

On a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ (l'élancement).

$L_f = 0,7l_0$ (L_f : Longueur de flambement et l_0 : La distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs).

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ (Rayon de giration de la section transversale).

Avec : $I = \frac{a \times b^3}{12}$ (moment d'inertie).

$B = (a \times b)$: (section transversale du poteau).

Tableau II- 20: Vérification vis-à-vis flambement

Niveau	La section B (m ²)	l_0 (m)	L_f (m)	i	λ	$\lambda \leq 35$
RDC, 1^{er} 45×45	0,2025	4,08	2,856	0,129	22.14	Vérifiée
2^{ème}, 3^{ème} 4^{ème}, 40×40	0,16	3,06	2,142	0,115	18.62	Vérifiée
5^{ème}, 6^{ème} 35×35	0,1225	3,06	2,142	0,101	21,20	Vérifiée

II.13 Conclusion

Après avoir effectué le pré-dimensionnement de tous les éléments de la structure, et faire toutes les vérifications nécessaires, nous avons établis les sections suivantes :

- **Poutre principale** : 30×40 cm.
- **Poutre secondaire** : 30×35 cm.
- **Voiles** : 20 cm pour tous les niveaux.
- **Poteaux** : 45×45 pour RDC et 1^{er} étage.
40×40 pour 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.
35×35 pour 5^{ème} et 6^{ème} étage.

CHAPITRE III :
ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- L'acrotère
- Les balcons.
- La dalle d'ascenseur.
- Les escaliers.

III.2 Calcul des planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

III.2.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués

III.2.1.1 Dimensionnement de la poutrelle

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{1}{10}; \frac{10}{2}; 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : portée libre entre nus.

$$L = 4.45 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \{ 26,5 ; 32 ; 32 \} \implies b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

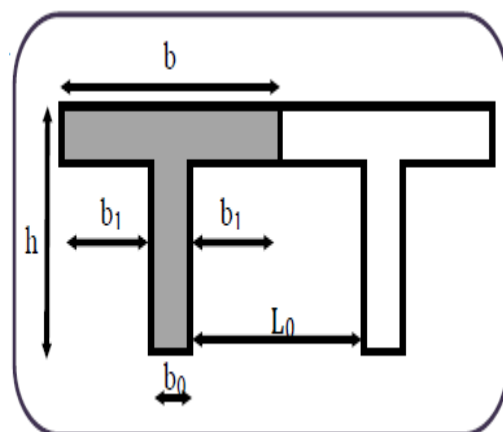


Figure III- 1: Le Dimensionnement d'une poutrelle

Donc :

Le plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (Corps creux) de dimensions ($16 \times 20 \times 65$), hauteur, largeur, longueur (cm^3) avec un poids de $0,95 \text{KN/m}^2$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

III.2.2 Première étape : Avant le coulage de la table de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{KN/m}^2$

III.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$
- Poids du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{KN/ml}$

La charge permanente : $G = 0.74 \text{KN/ml}$

b) Charges d'exploitation

$$Q = 1 \text{KN/m}^2 \times 0.65 \text{m}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = 0.65 \text{KN/ml}$

✓ Ferrailage à l'ELU

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le

calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible.

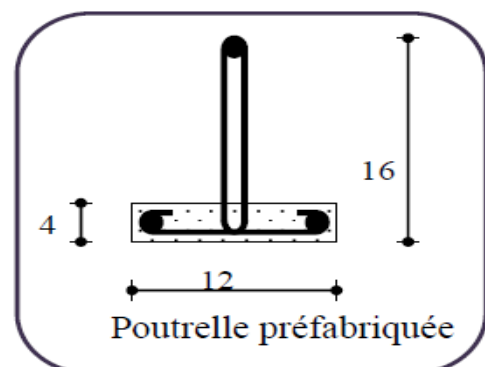


Figure III- 2: Ferrailage des poutrelles

III.2.2.2 Combinaison de charges

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.97 \text{ KN/ml}$.
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 1.39 \text{ KN/ml}$.

a) Calcul des moments en travée

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_u = 1.97 \times \frac{(4.45)^2}{8} = 4.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_{ser} = 1.39 \times \frac{(4.45)^2}{8} = 3.44 \text{ KN/m}$$

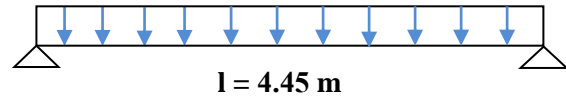


Figure III- 3: Schéma isostatique de la poutrelle

b) L'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.97 \times 4.45}{2} = 4.38 \text{ KN} \quad ; \quad V_{ser} = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{1.39 \times 4.45}{2} = 3.092 \text{ KN}$$

III.2.2.3 Ferrailage de la poutrelle

➤ Calcul des armatures à l'ELU

$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ (d : hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{4.87 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.17} = 7.16.$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad ; \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400/1.15}{200000} \times 1000 = 1.74$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392.$$

$$\mu_u = 7.16 > \mu_1 = 0.392 \implies A' \neq 0 \text{ La section est doublement armée.}$$

III.2.2.4 Conclusion

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles. (Espace entre étais : 80 à 120 cm).

III.2.3 Deuxième étape : après le coulage de la table de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

➤ Etage courant

Charge permanente : $G = 5.30 \times 0.65 = 3.44 \text{KN /ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{KN /ml}$.

➤ Terrasse

Charge permanente : $G = 6.28 \times 0.65 = 4.082 \text{KN /ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN /ml}$

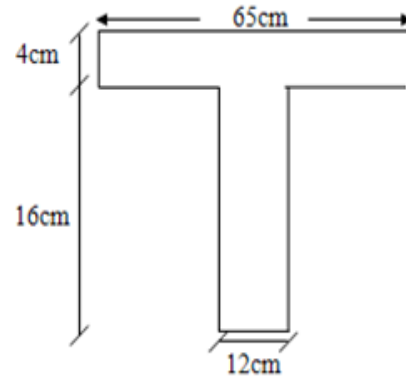


Figure III- 4: Dimensions de la poutrelle

III.2.3.1 Section transversale de la poutrelle

➤ Combinaison de charges

- Etage courante

$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,44) + (1,5 \times 0,97) = 6.10 \text{KN / ml}$

$q_{ser} = G + Q = 3,44 + 0,97 = 4,41 \text{KN /ml}$

- Terrasse

$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4.082) + (1,5 \times 0,65) = 6.48 \text{KN / ml}$

$q_{ser} = G + Q = 4.082 + 0,65 = 4.73 \text{KN /ml}$

Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable (terrasse inaccessible) et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux

$q_u = 6.48 \text{KN /ml}$

$q_{ser} = 4.73 \text{KN /ml}$

➤ Schéma statique

- ELU

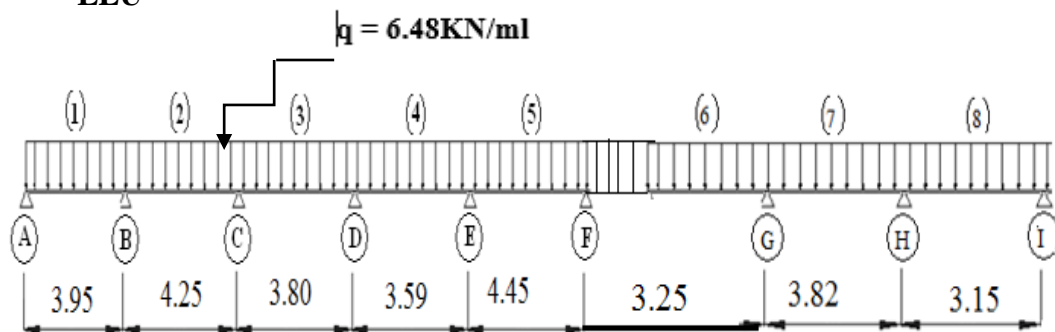


Figure III- 5: Schéma statique à l'ELU

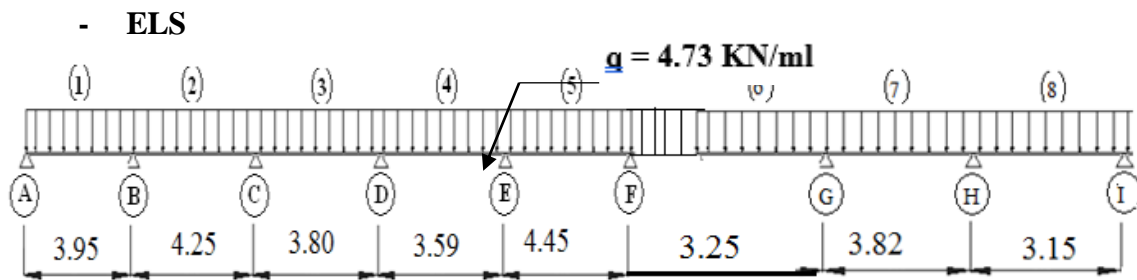


Figure III- 6: Schéma statique à l'ELS

III.2.4 Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchant le BAEL99 propose deux méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire,
- Méthode de Caquot.

III.2.4.1 Conditions d’application de la méthode forfaitaire

Elle s’applique aux constructions dont :

1- La charge d’exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

C à d : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN /m}^2\}$

En effet : $\max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\} = 2 \times 4.082 = \mathbf{8.16 \text{ KN/m}^2}$

$Q = 1.00 \text{ KN} < 2G = \mathbf{8.16 \text{ KN/m}^2}$ **Condition vérifiée**

2- Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées**Condition vérifiée**

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

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq \frac{4.45}{3.25} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq 1.36 \leq 1.25$

..... **Condition non vérifiée**

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq \frac{4.45}{3.59} \leq 1.25 \implies 0.8 \leq 1.23 \leq 1.25$

..... **Condition vérifiée**

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable**Condition vérifiée**

• **Conclusion**

La troisième condition n’est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de CAQUOT pour déterminer les moments en appuis et en travées.

III.2.4.2 Méthode de Caquot

- **Domaine d'application**

S'applique pour les planchers à surcharge élevée $Q > \text{Max} \{2G ; 5 \text{ KN/ m}^2\}$. mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Evaluation des moments**• **En appuis :**

$$\text{Cas des charges uniformément réparties : } M_i(\mathbf{q}) = -\frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8,5 \times (l'_w + l'_e)}$$

Avec : $l' = 0,8 l$ travée intermédiaire.

$l' = 1$ travée de rive.

• **En travée :**

$$M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{x_0 > a_i} P_i (x_0 - a_i)$$

Position où l'effort tranchant est nul $x_0 = \frac{-V_w}{q}$

- **Efforts tranchants**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right)$$

$$V_e = V_w + qL + \sum P_i$$

Avec :

V_w : L'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : L'effort tranchant sur l'appui droit

L : portée de la travée.

- **Application de la méthode**

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

- **ELU** : $q_u = 6,48 \text{ KN/m}^2$
- **ELS** : $q_{ser} = 4.73 \text{ KN/m}^2$

- ELU

Tableau III- 1: Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELU

Les Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I
M_a (KN/m)	0	-10.46	-7.97	-6.67	-8.15	-7.75	-6.21	-7.34	0
Les Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	-
L(m)	3.95	4.25	3.80	3.59	4.45	3.25	3.82	3.15	-
L'(m)	3.95	3.4	3.04	2.87	3.56	2.6	3.056	3.15	-
M_w (KN/m)	0	- 10.46	- 7.97	- 6.67	- 8.15	- 7.75	- 6.21	- 7.34	-
M_e (KN/m)	- 10.46	- 7.97	- 6.67	- 8.15	- 7.75	- 6.21	- 7.34	0	-
V_w (KN)	- 10.14	-14.35	-12.55	- 11.21	-14.49	-11	-12.08	-12.53	-
V_e (KN)	15.45	13.19	11.97	12.05	14.34	10.05	12.67	7.88	-
X₀ (m)	1.56	2.21	1.95	1.73	2.23	1.69	1.86	1.93	-
M_t (KN/m)	7.57	5.42	4.37	3.17	7.57	1.59	5.05	4.78	-

- Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant des poutrelles à l'ELU :

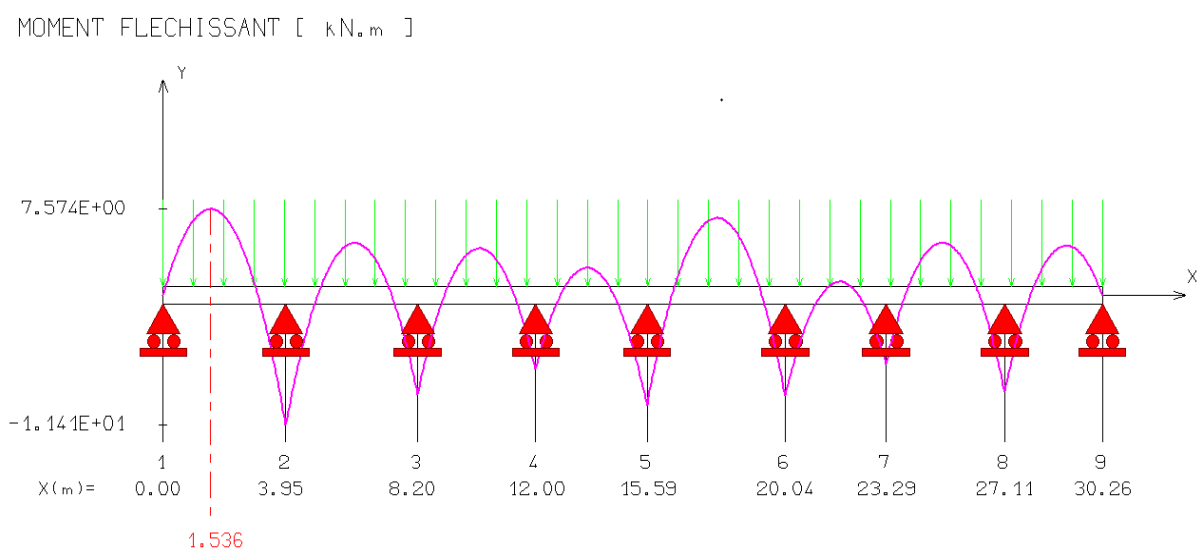


Figure III- 7: Le moment fléchissant

EFFORT TRANCHANT [kN]

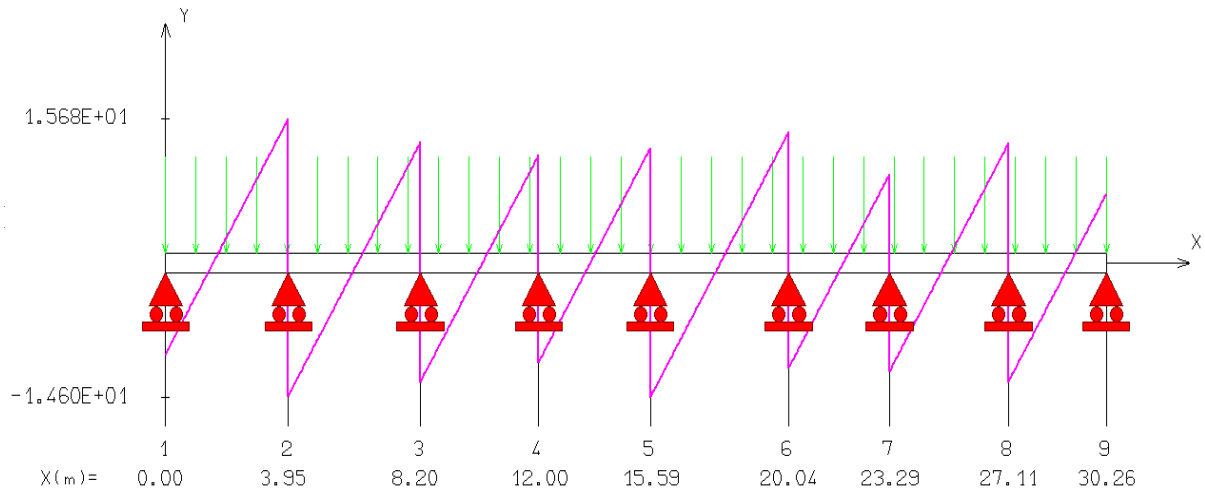


Figure III- 8: L'effort Tranchant

• ELS

Tableau III- 2: Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELS

Les Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I
M_A (KN/m)	0	-7.64	-5.82	-2.73	-5.95	-5.66	-4.53	-5.36	0
Les Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	-
L(m)	3.95	4.25	3.80	3.59	4.45	3.25	3.82	3.15	-
L'(m)	3.95	3.4	3.04	2.87	3.56	2.6	3.056	3.15	-
M_w (KN/m)	0	-7.64	-5.82	-2.73	-5.95	-5.66	-4.53	-5.36	-
M_e (KN/m)	-7.64	-5.82	-2.73	-5.95	-5.66	-4.53	-5.36	0	-
V_w (KN)	-7.40	- 10.47	-9.79	-7.59	-10.58	-8.02	-8.81	-9.14	-
V_e (KN)	11.28	9.62	8.18	9.38	10.45	7.34	9.25	5.75	-
X₀ (m)	1.56	2.21	2.06	1.60	2.23	1.69	1.86	1.93	-
M_T(KN/m)	5.52	3.94	4.31	3.35	5.52	1.13	3.66	3.47	-

- Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant des poutrelles à l'ELS :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

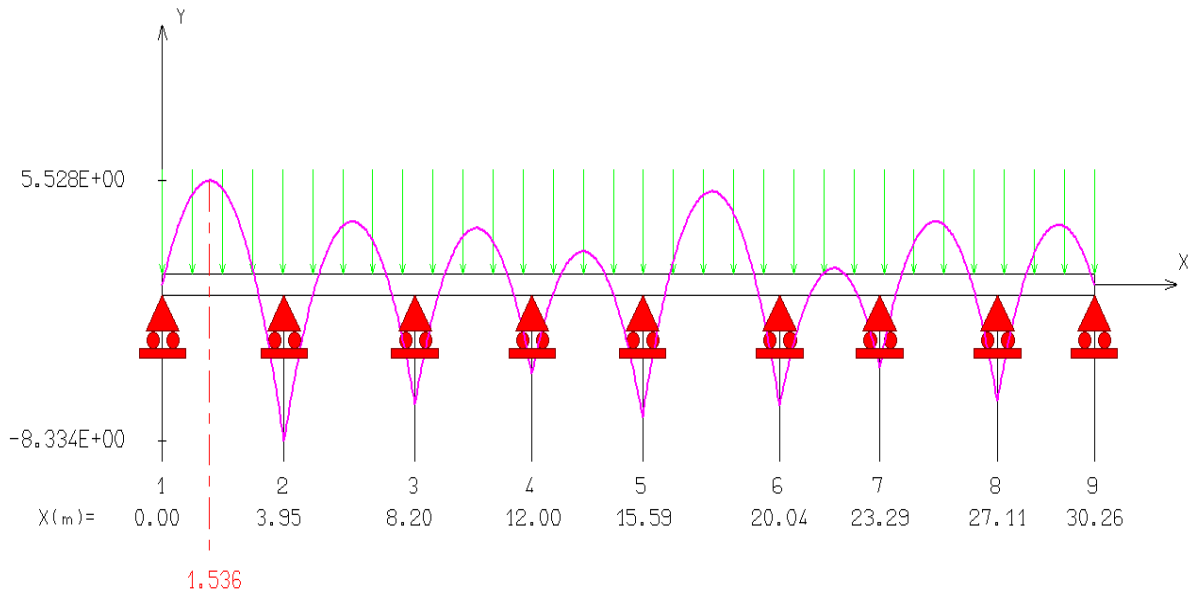


Figure III- 9: Diagramme de moment fléchissant des poutrelles à l'ELS

EFFORT TRANCHANT [kN]:

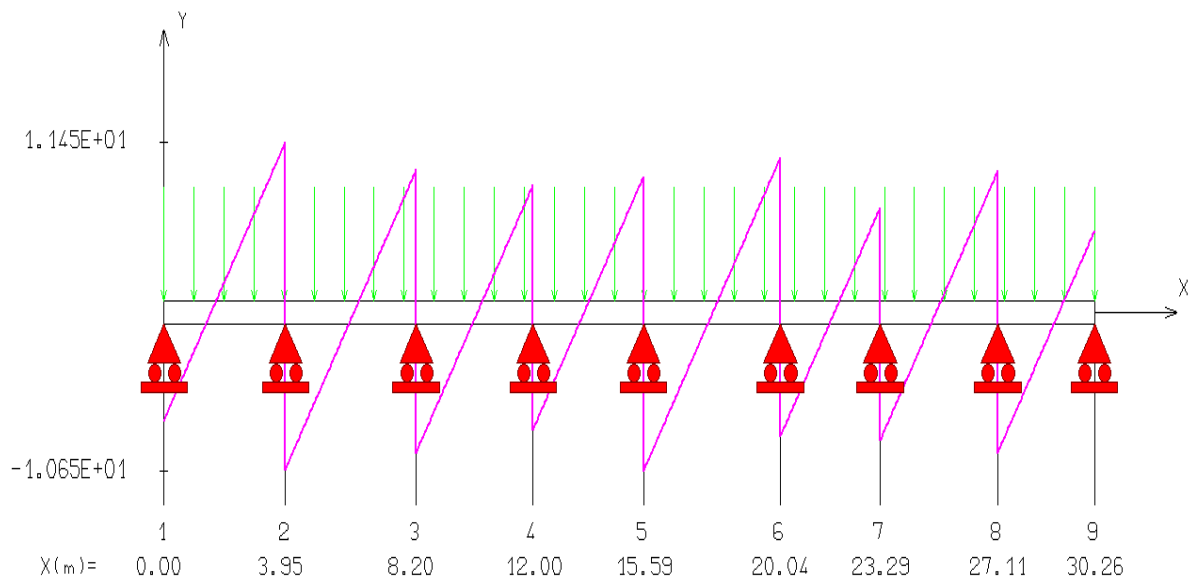


Figure III- 10: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à l'ELS

III.3 Calcul des armatures

III.3.1 Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le calcul se fait avec les moments max en travées et en appuis.

III.3.1.1 Armatures longitudinales

- En travées

Le moment maximal en travée : $M_{t \max} = 7.57 \text{KN.m}$

➤ Position de l'axe neutre

- Le moment équilibré par la table de compression

On a: $M_{\text{table}} = \mu_0 b d^2 f_{bc}$

$$\mu_0 = 0.8 \alpha_0 (1 - 0.4 \alpha_0)$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = 0.22$$

$$\mu_0 = 0.8 \times 0.22 (1 - 0.4 \times 0.22) = 0.1605$$

$$M_{\text{table}} = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.1605 \times 0.65 \times 0.18^2 \times 14.17 \times 10^3 = 47.89 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{table}} = 47.89 \text{KN.m} > M_{u,t} = 7.57 \text{KN.m}$$

Donc :

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire avec ($b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$).

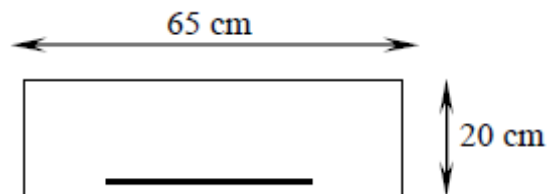


Figure III- 11: Table de compression

- Calcul de moment réduit μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.57 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\gamma = \frac{M_{u \max}}{M_{ser \max}} = \frac{7.57}{5.52} = 1.4$$

$$\mu_l = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) 10^{-4} = 0.299$$

D'où :

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu_{lu} = 0.299 \implies A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé).}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \implies \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 18 (1 - 0.6 \times 0.025) = 17.73 \text{cm.}$$

Alors :

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{7.57 \times 10^6}{177.3 \times 348} = 1.226 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1.226 \text{cm}^2 \text{ On prend : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{cm}^2.$$

• En appui

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Le moment maximal aux appuis : **M max=10.46 KN.m**

Avec :

$$h = 20, (16 + 4)\text{cm}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 0.9h = 18 \text{ cm}; \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

➤ Position de l'axe neutre

- Calcul de moment équilibré par la table de compression

On a: $M_{\text{table}} = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 47.89 \text{KN.m}$

$$\mu_0 = 0.8\alpha_0(1 - 0.4\alpha_0) = 0.1605$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = 0.22$$

$M_{\text{table}} = 47.89 \text{ KN.m} > M_{u,t} = 10.46 \text{KN.m}$, on calcul une section rectangulaire (b.d.)

- Calcul de moment réduit μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.46 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\gamma = \frac{M_{u \text{ max}}}{M_{ser \text{ max}}} = \frac{10.46}{7.64} = 1.36$$

$$\mu_l = (3440 \gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4} = 0.285$$

D'où :

$$\mu_{bu} = 0,035 < \mu_{lu} = 0,285 \implies A'=0 \text{ (Pas d'armature comprimé).}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \implies \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 18(1 - 0,6 \times 0,035) = 17,62 \text{cm.}$$

Alors :

$$A_s = \frac{M_{\text{max}}}{Z \times f_{ed}} = \frac{10.46 \times 10^6}{176.2 \times 348} = 1.70 \text{cm}^2.$$

Donc : $A_s = 1,70 \text{cm}^2$ on prend : **2HA12 = 2.26 cm²**

III.3.1.2 Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset l \right] \quad \emptyset l: \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{20}{35}; 1.2 \right\} \implies \emptyset = 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un cadre **Ø6** avec : $A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace des armatures transversales**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{16,2 \text{ cm}}$$

Soit un espacement : **St = 15cm.**

III.3.1.3 Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant **St = 15 cm** sur la totalité des poutrelles.

III.4 Vérifications à l'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = \mathbf{141,2 \text{ mm}^2}$$

- **En travée**

On remarque que : $A_{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 < A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **En appuis**

On remarque que : $A_{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2)**

➤ **Cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \mathbf{3,33 \text{ MPa}} \dots\dots(\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,45 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = \mathbf{0,715 \text{ MPa.}}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,715 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

il n'y a pas risque de cisaillement.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

Avec :

$$V_{\max} = 15,45 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

Avec : $\sum \mu_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

n: nombre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{15,45 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = \mathbf{1,012 \text{ MPa.}}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 1,012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ condition vérifiée,

il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres**

- **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_S dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_S = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \dots \text{On prend : } L_S = 40 \text{ cm.}$$

L_S : La longueur de scellement droit.

- **Ancrage de courbe**

Pour les armatures comportant des croches, on prend :

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0,4 \times L_S = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b_0} ; \text{ Avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{0,4 b_0} = \frac{57 \times 400}{0,4 \times 120} = 475 \text{ mm} = 47,5 \text{ cm.}$$

On remarque que : $S_t = 15 \text{ cm} < 47,5 \text{ cm} \dots$ condition vérifiée.

III.5 Vérifications à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

✓ **Moment max**

$$\text{En appui : } M_{ser}^a = 7,64 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_{ser}^t = 5,52 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification à la compression**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = k \times y$

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

$$\text{Et : } I = \frac{b y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 3: Vérification de la contrainte de compression dans le béton

	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	5.52	2.36	3.91	8323.051	0.066	2.59	Vérifiée
Appui	7.64	2.26	3.84	8023.973	0.095	3.65	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans l’acier**

On doit vérifier que : σ_s ≤ σ̄_s

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

• **En travée**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{5.52 \times 10^{-3}}{8323.051 \times 10^{-8}} (18 - 3.91) 10^{-2} = 140.171 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 140.171 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appuis**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{7.64 \times 10^{-3}}{8023.973 \times 10^{-8}} (18 - 3.84) 10^{-2} = 202.235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 202.235 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L’état limite d’ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable aucune vérification n’est nécessaire

III.5.1.1 L’état limite de déformation-Vérification de la flèche (Art A.3.6.51/

BAEL91 modifié 99)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l’aspect et l’utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu’on peut se dispenser de vérifier à l’ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : **h** : hauteur totale : $h = 20 \text{ cm}$

L = 445cm : porté entre nue d'appuis

$M_t = 5,52 \text{ KN.m}$: moment max en travée

$M_0 = 11.7 \text{ KN.m}$: moment max de la travée isostatique.

$A = 2.36 \text{ cm}$: section des armatures

$b_0 = 12 \text{ cm}$: largeur de la nervure

$d = 18 \text{ cm}$: hauteur utile de la section droite

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire. Donc On fait la vérification pour la travée la plus défavorable

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{445} \geq \frac{1}{16} \implies 0.044 < 0.0625 \text{ CNV}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

III.5.2 Calcul de la flèche

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = \mathbf{0,89 \text{ cm.}}$$

$$\Delta f_t = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig}) \leq f_{adm}$$

f_{adm} : Flèche admissible définie par le règlement [CBA93: B-6-5-3].

- **$f_{adm} = \frac{L}{500}$** pour une portée de poutre : $L \leq 5m$.
- **$f_{adm} = 1cm + \frac{L}{1500}$** pour une portée de poutre : $L > 5m$.
- **$f_{adm} = \frac{L}{250}$** pour une portée de poutre : $L < 2.5m$.
- **f_{vg} et f_{ig}** : flèche déferée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes.
- **f_{ip}** : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et exploitation.
- **f_{ij}** : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes avant la pose des cloisons.

III.5.2.1 Calcul de la flèche admissible

$$L = 445m < 5m \implies f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = \mathbf{0.89 \text{ cm}}$$

➤ Evaluation des moments

a) Détermination des charges

$$q_{gser} = b \times G = 5,30 \times 0.65 = \mathbf{3.445 \text{ KN/m}}$$

$$q_{jser} = b(G - G^*) = 2.82 \times 0.65 = \mathbf{1.833 \text{ KN/m}}$$

$$q_{pser} = b(G_p + Q) = (5.30 + 1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.42 \text{ KN/m}}$$

III.5.2.2 Calcul des moments

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes

$$M_{\text{ser g}} = \frac{q_{\text{gser}} \times L^2}{8} = \frac{3,445 \times 4,45^2}{8} = 8.527 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû aux des charges permanentes appliqués avant la mise en œuvre des revêtements

$$M_{\text{ser j}} = \frac{q_{\text{jser}} \times L^2}{8} = \frac{1,833 \times 4,45^2}{8} = 4.537 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et exploitation

$$M_{\text{ser p}} = \frac{q_{\text{pser}} \times L^2}{8} = \frac{4,42 \times 4,45^2}{8} = 10.94 \text{ KN.m}$$

- Evaluation des contraintes

III.5.2.3 Calcul de moment d'inertie

On considère une section rectangulaire $b \times h = 20 \times 65 \text{ cm}$

$$I = \frac{b h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2,36 \times (10 - 18)^2 = 45598.93 \text{ cm}^4$$

- Centre de gravité Y

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 3,84 \text{ cm}$$

- les contraintes σ_s

$$\sigma_{\text{sg}} = 15 \frac{M_{\text{gser}}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8.527 \times 10^5}{45598.93} (0.18 - 0.0384) = 39.718 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sj}} = 15 \frac{M_{\text{jser}}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 4.537 \times 10^5}{45598.93} (0.18 - 0.0384) = 21.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sp}} = 15 \frac{M_{\text{pser}}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.94 \times 10^5}{45598.93} (0.18 - 0.0384) = 50.959 \text{ MPa}$$

- Calcul des paramètres μ

$$\text{Si : } \mu < 0 \implies \mu = 0$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

- Les coefficients

$$\mu_{\text{g}} = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{\text{sg}} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 39,718 + 2,1} = 0,04$$

$$\mu_{\text{j}} = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{\text{sj}} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 21,13 + 2,1} = 0$$

$$\mu_{\text{p}} = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{\text{sp}} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 50,959 + 2,1} = 0,149$$

d) Calcul du facteur λ

$$\lambda_i = \frac{0,05bf_{t28}}{\rho(2b+3b_0)} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{0,0109 \times ((2 \times 65) + (3 \times 12))} = 3,77 \implies \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,508.$$

λ_i : Coefficient pour la déformation instantanée.

λ_v : Coefficient pour la déformation différée.

e) L'inertie fissurée I_f

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 45598,93}{1 + 3,77 \times 0,04} = 43586,047 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 45598,93}{1 + 3,77 \times 0,149} = 32117,474 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 45598,93}{1 + 1,508 \times 0,04} = 47305,363 \text{ cm}^4$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 45598,93}{1 + 0,0109 \times 0} = 50158,823 \text{ cm}^4$$

Avec:

I_f : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPa}.$$

E_i : Module de déformation instantanée.

$$E_i = 110\,000^3 \sqrt{f_{c28}} = 110\,000^3 \sqrt{25} = 32164,195 \text{ MPa}$$

f) Calcul des flèches

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = \frac{4,537 \times 445^2 \times 10^3}{10 \times 32164,195 \times 50158,823} = 0,055 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = \frac{8,527 \times 445^2 \times 10^3}{10 \times 32164,195 \times 43586,047} = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = \frac{10,94 \times 445^2 \times 10^3}{10 \times 32164,195 \times 32117,474} = 0,209 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = \frac{8,527 \times 445^2 \times 10^3}{10 \times 10818,86 \times 47305,363} = 0,329 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig})$$

$$\Delta f_t = (0,329 - 0,055) + (0,209 - 0,21) = 0,273 \text{ cm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III- 4: Résultat de Calcul de moment d'inertie

f_{vg} (cm)	f_{ij} (cm)	f_{ip} (cm)	f_{ig} (cm)	Δf_t (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0.329	0.055	0.209	0.210	0.273	0.89	Vérifiée

III.5.3 Conclusion

Schéma de Ferrailage adopté

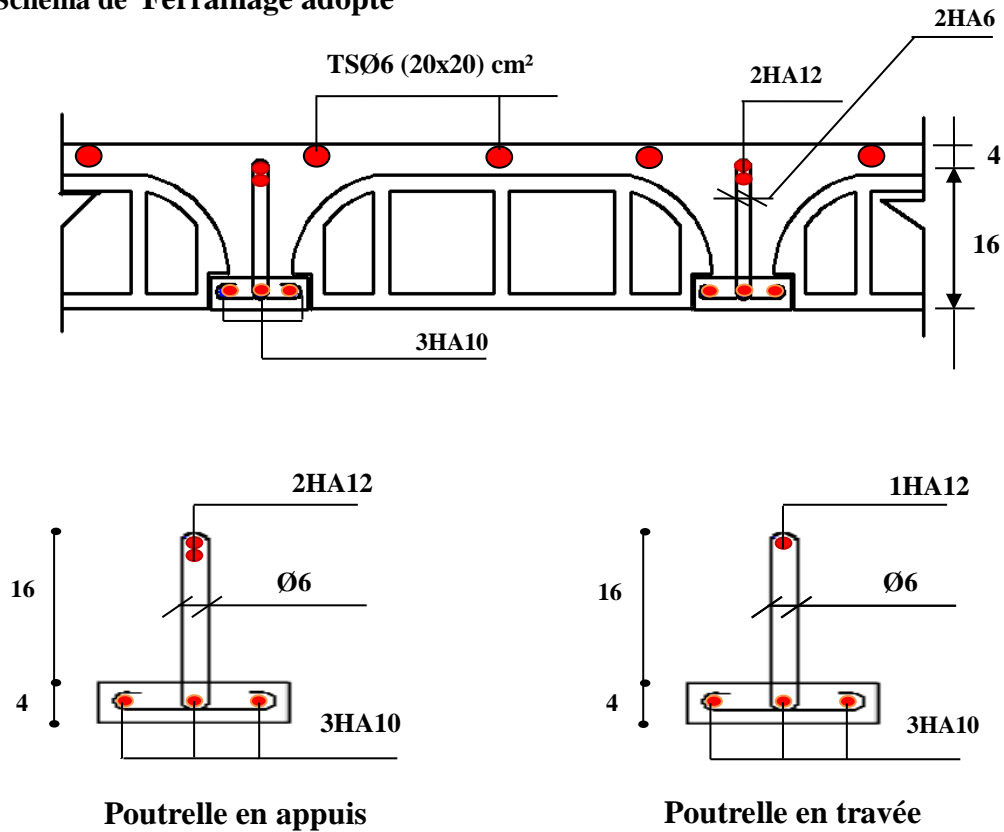


Figure III- 12: Schéma de ferrailage des poutrelles

III.6 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b: distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < b < 80 \text{ cm}$).

f_e : Limite élastique des aciers utilisées « Quadrillage de treillis soudé (TLE 400) ».

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,79 \text{ cm}^2$; avec un espacement : **St = 20 cm**

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,79}{2} = 0,395 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0,79 \text{ cm}^2$; avec un espacement : **St = 20 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 400) de dimension $(4 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

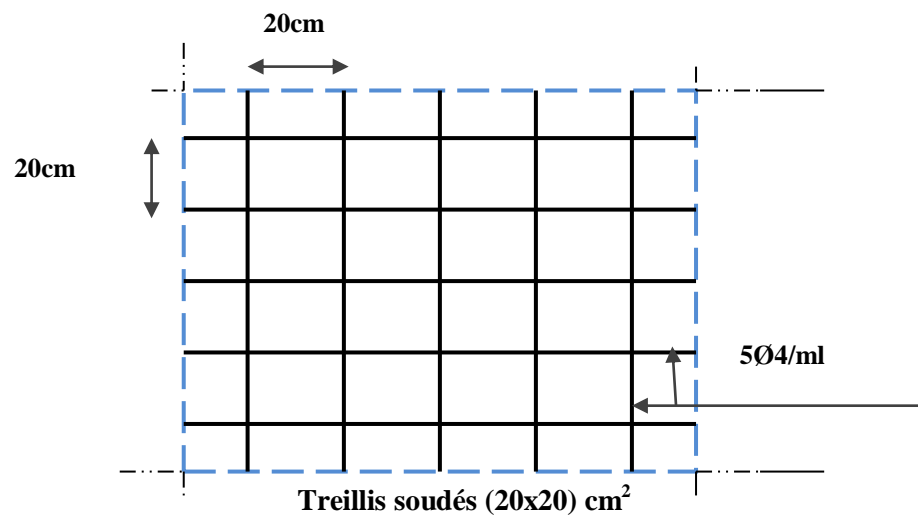


Figure III- 13: Ferrailage de la dalle de compression

III.7 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastré à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

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

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

a) Dimension de l'acrotère

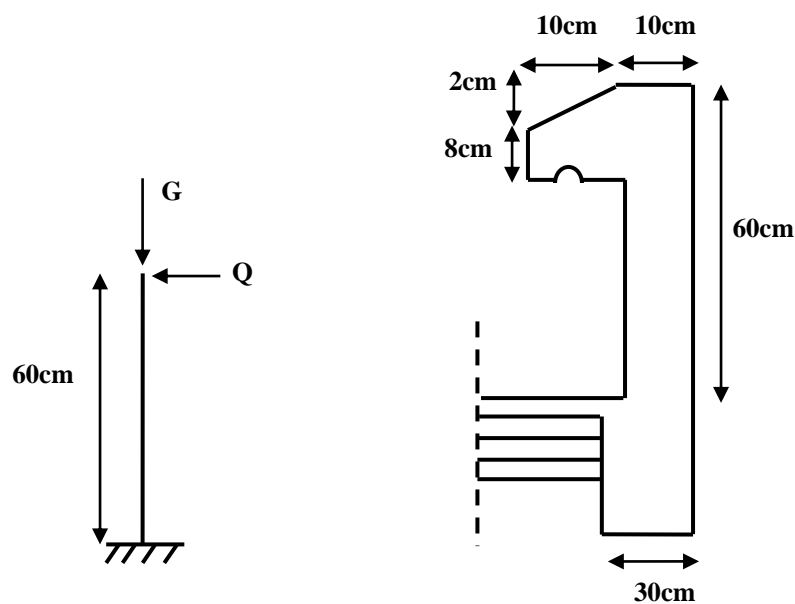


Figure III- 14: Coupe verticale de l'acrotère

b) Schéma statique

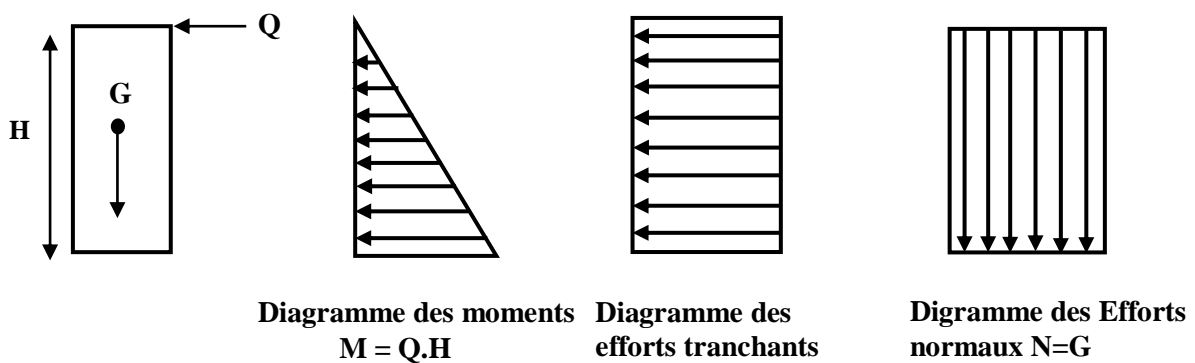


Figure III- 15: Schéma statique de l'acrotère

c) Détermination des sollicitations

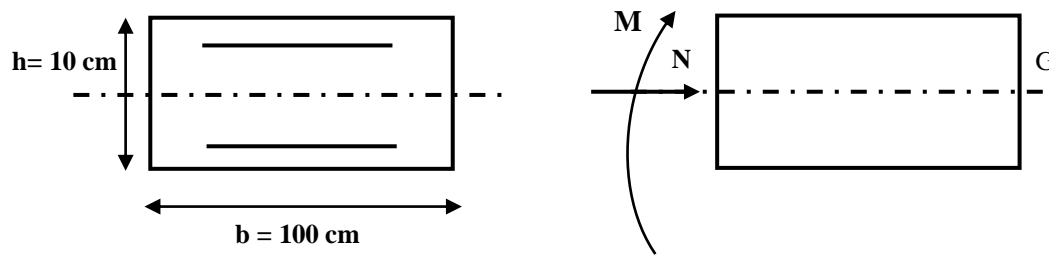


Figure III- 16: Détermination des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S$.

$$\rho = 25 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2,$$

- Charge d'exploitation : $Q = \max (1 \text{ KN/m}, F_p)$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.725 \text{ KN}$

➤ La force sismique F_p

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4 A C_p W_p$

Où :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$$A = 0.15 \text{ (zone sismique II}_a \text{ ; groupe d'usage 2).}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (tableau 6.1, RPA99/2003).}$$

$$W_p = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

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

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 0.828 \} \text{ KN/m} \implies Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Effort tranchant : $V_U = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN}$$

d) Combinaison de sollicitation

➤ **A L'ELU:**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times G = 2.32 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q = 0.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **A L'ELS :**

$$\begin{cases} N_s = N_G = 1.725 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III- 5: Combinaison de sollicitation

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime	2.32	0.9
Etat limite service	1.725	0.6

III.7.1 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (**1 ml**). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**b x h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

C et C' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime:8cm.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU:

❖ **Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9 \times 10^2}{2.32} = 37.79 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 38 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u : \text{ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée}$$

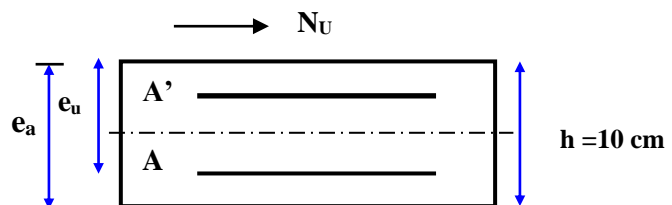


Figure III- 17: La Position du centre de pression

Par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f ,
Puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle
déjà calculée.

b) Calcule en flexion simple :

❖ **Moment fictif :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2.32 \text{ KN} \\ M_f = N_u \times e_f \\ e_f = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 38 + \left(\frac{10}{2} - 2\right) = 41 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$M_f = 2.32 \times 0.41 = 0.9512 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,067 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,011$$

Avec:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1,067}{0,6} = 1,77$$

$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_{lu} = 0,426 \implies$ La section est simplement armée, donc : $A' = 0$
(pas d'armature comprimée).

❖ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.994$$

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

$$A_f = \frac{1.067 \times 10^6}{0.994 \times 0.08 \times 348} = 38 \text{ mm}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 - \frac{2.32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

III.7.1.1 Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$.

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0,6}{1,725} = 0,347 \text{ m} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$A_s = 0,31 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \implies$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{ Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \implies$ Répartie sur 60 cm de hauteur, avec Un espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

$$\text{Avec : } V_u = Q \times 1,5 = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,02$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1,5$ acier Fe 400 haute adhérence).

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48\text{mm.}$$

n : Nombre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{umax}}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,20 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.7.1.2 Vérification à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

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

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \quad (\text{Moment d'inertie})$$

y : position de l'axe neutre

- Position de l'axe neutre :

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \implies y = 1.91 \text{ cm.}$$

- Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \implies I = 1350,46 \text{ cm}^4$$

D'où :

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

Tableau III- 6: Résultat de Vérification de l'adhérence des barres

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	0.6	2.01	1.35x10 ³	1.91	48.87	0.848	15	C.V

$\sigma_{bc} = 0,848\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \implies$ Condition vérifiée.

b) Dans l'acier : On doit vérifier que

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e , 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right]$$

Avec: $\eta = 1,6$ pour des HA > 6 mm

$f_e=400\text{MPa}$, $f_{t28}=2.1 \text{ MPA}$

Donc : $\bar{\sigma}_s = \min[266,66 ; \max(200 , 201,6)] = 201,6 \text{ MPa}$

$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$ Tel que : $\eta = 15$

$\bar{\sigma}_s = 201,6\text{Mpa} \geq \sigma_s = 40,6 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

c) Vérification de l'écartement des barres

- Armatures verticales

$A_s=2,01\text{cm}^2$

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition:

$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée.

d) Vérification au flambement

- Calcul de l'élanement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec : A : Section de l'élément.

λ : Elancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

$$A = 0.1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 \times L_0 = 2 \times H = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

• **Vérification à l'élancement**

$$\lambda \leq \max [50; \min (\frac{67e_u}{h}; 100)] = \max [50 ; \min (261.3 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.7.2 Schéma de ferrailage

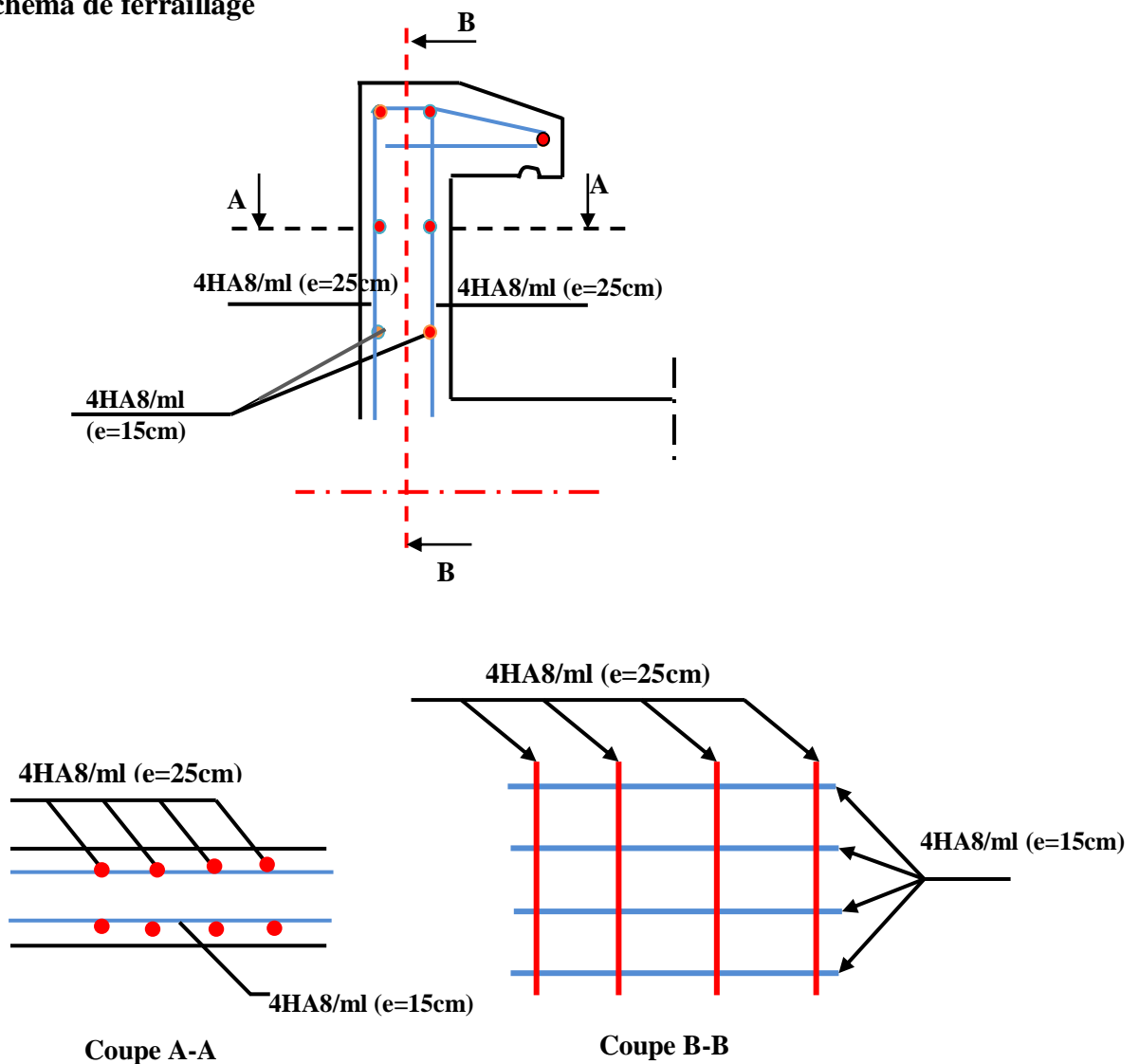


Figure III- 18: Schémas de ferrailage de l'acrotère

III.8 Etude des escaliers

L'étude des escaliers de notre structure sont calculées en flexion simple,

Tableau III- 7: Charges et Sollicitations de l'escalier

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	A l'ELU q _u (KN/m)	A l'ELS q _s (KN/m)
Volée	7,73	2,5	14,19	10,23
Palier	4,70	2,5	10,10	7,20

III.8.1 Volée 1 et 3 calcul des sollicitations

- ELU

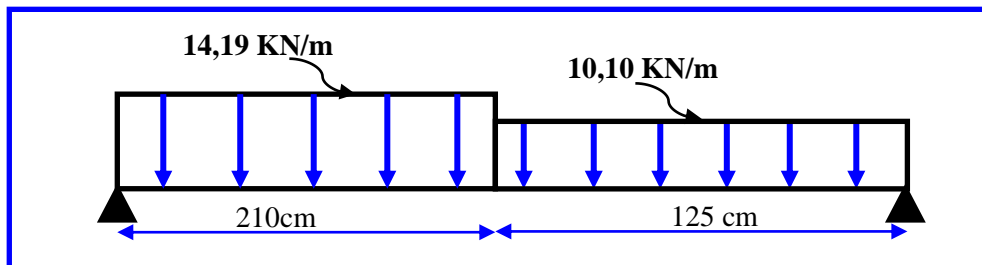


Figure III- 19 : Schéma statique du volée 1 type 1 à l'ELU

III.8.1.1 Calcul des réactions

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 14,19 \times 2,10 - 10,10 \times 1,25 = 0$$

$$R_A + R_B = 42,42 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 3,35 - 14,19 \times \frac{2,10^2}{2} - 10,10 \times 1,25 \times \left(\frac{1,25}{2} + 2,10 \right) = 0$$

$$R_B = 19,61 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad -R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 3,35 - 10,10 \times \frac{1,25^2}{2} + 14,19 \times 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 1,25 \right) = 0$$

$$R_A = 22,81 \text{ KN.}$$

III.8.1.2 Calcul des efforts tranchants et moments

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,10$ m

$$\sum F = 0T + R_A - q_v x = 0T + 22,81 - 14,19x = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \dots \dots \dots T = -22,81 \text{ KN.} \\ x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots T = 6,99 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0M_f - 22,81x + 14,19 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 0 \text{ KN. m.} \\ x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 16,61 \text{ KN.} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon : $2,10 \leq x \leq 3,35$ m

$$\sum F = 0T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 22,81 - 14,19 \times 2,10 - 10,10(x - 2,10) = 0$$

$$\begin{cases} x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots T = 6,99 \text{ KN.} \\ x = 3,35 \text{ m} \dots \dots \dots T = 19,61 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0M_f - R_A x + q_v l_v \left(x - \frac{l_v}{2}\right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 22,81x + 14,19 \times 2,10 \left(x - 2,10 + \frac{2,10}{2}\right) + 10,10 \frac{(x - 2,10)^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 16,61 \text{ KN. m.} \\ x = 3,35 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 0 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Moment max

Pour $T(x)=0 \dots \dots \dots x = 1,607$ m

$$M_{\max} = M(x = 1,607) = 18,33 \text{ KN. m.}$$

- ELS

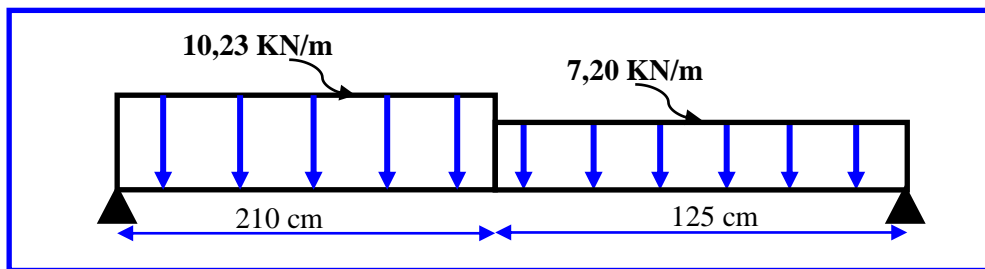


Figure III- 20: Schéma statique du volée 1 à l'ELS

III.8.1.3 Calcul des réactions

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B - q_v l_v - q_p l_p = 0$$

$$R_A + R_B - 10,23 \times 2,10 - 7,20 \times 1,25 = 0$$

$$R_A + R_B = 30,48 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad R_B l - q_v \frac{l_v^2}{2} - q_p l_p \left(\frac{l_p}{2} + l_v \right) = 0$$

$$R_B \times 3,35 - 10,23 \times \frac{2,10^2}{2} - 7,20 \times 1,25 \times \left(\frac{1,25}{2} + 2,10 \right) = 0$$

$$R_B = 14,05 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 - R_A l + q_p \frac{l_p^2}{2} + q_v l_v \left(\frac{l_v}{2} + l_p \right) = 0$$

$$-R_A \times 3,35 + 7,20 \times \frac{1,25^2}{2} + 10,23 \times 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 1,25 \right) = 0$$

$$R_A = 16,43 \text{ KN.}$$

III.8.1.4 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v x = 0 \quad T + 16,43 - 10,23 x = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \dots \dots \dots T = -16,43 \text{ KN.} \\ x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots T = 5,05 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v \frac{x^2}{2} = 0 \quad M_f - 16,43x + 10,23 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 11,95 \text{ KN.} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon : $2,10 \leq x \leq 3,35 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \quad T + R_A - q_v l_v - q_p (x - l_v) = 0$$

$$T + 16,43 - 10,23 \times 2,10 - 7,20(x - 2,10) = 0$$

$$\begin{cases} x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots T = 5,05 \text{ KN.} \\ x = 3,35 \text{ m} \dots \dots \dots T = 14,05 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \quad M_f - R_A x + q_v l_v \left(x + \frac{l_v}{2} - l_v \right) + q_p \frac{(x - l_v)^2}{2} = 0$$

$$M_f - 16,43x + 10,23 \times 2,10 \left(x + \frac{2,10}{2} - 2,10 \right) + 7,20 \frac{(x - 2,10)^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} x = 2,10 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 11,95 \text{ KN.m.} \\ x = 3,35 \text{ m} \dots \dots \dots M_f = 0 \text{ KN.} \end{cases}$$

▪ **Moment max**

Pour $T(x) = 0 \dots \dots \dots x = 1,606 \text{ m}$

$M_{\max} = M(x = 1,606) = 13,19 \text{ KN.m}$.

Les résultats des moments et efforts tranchants obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 8: Résultats des moments et efforts tranchants d'escalier « volée 1 »

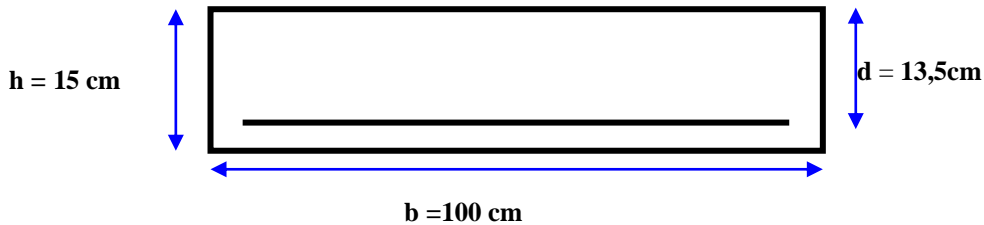
	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{travée}}(\text{KN.m})$
ELU	12.81	18.33	-5,499	15,58
ELS	16.43	13.19	-3,957	11,21

III.8.2 Ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

Les données :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{cd} = 348 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.



- **En appuis**

➤ **Calcul du moment réduit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,499 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,021$$

$\mu_{bu} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0$ (Section simplement armée).

➤ Calcul de A_s $A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$

$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)$

Avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$

$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,029) = 13,356 \text{ cm}$

$$A_s^a = \frac{5,499 \times 10^6}{133,56 \times 348} = 1,184 \text{ cm}^2$$

$A_s^a = 1,184 \text{ cm}^2$On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**.....avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.8.3 Armatures de répartition

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$A_r^t = 0,98 \text{ cm}^2$ On adopte : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- En travée

➤ Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,58 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,060$$

$\mu_{bu} = 0,060 < \mu_1 = 0,392$ $A'_s = 0$ (Section simplement armée).

▪ Calcul de A_s $A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$

$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)$

Avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,060}) = 0,077$

$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,077) = 13,084 \text{ cm}$

$$A_s^t = \frac{15,58 \times 10^6}{130,84 \times 348} = 3,42 \text{ cm}^2$$

$A_s^t = 3,42 \text{ cm}^2$On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²**avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.8.4 Armatures de répartition

$$A_r^t = \frac{A_s^t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$A_r^t = 0,98 \text{ cm}^2$ On adopte : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage du volée (1) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 9: Résultats du ferrailage du volée 1

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal (cm ²)	Choix	A_s adoptée (cm ²)	A_r cal (cm ²)	choix	A_r adoptée (cm ²)
Travée	0.060	0.077	130.84	3.42	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01
Appuis	0.021	0.026	133.35	1.184	5HA10	3,93	0,98	4HA8	2,01

- **Vérifications**

• **ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_s^a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

En travée : $A_s^t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{22,81 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 10: Résultats des vérifications à l'ELU

		Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	Appuis	3,93	1,63	Condition vérifiée
	Travée	3,93	1,63	
Cisaillement (τ_u)		0,16	3,33	Condition vérifiée

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ELS

Vérification de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

$$y = 15 \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 11: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
Travée	11,21	3,93	3,44	7322,87	5,26	15	Condition vérifiée
Appuis	3,957	3,93	3,44	7322,87	1,85	15	Condition vérifiée

III.8.4.1 Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{335} \geq \frac{1}{16} \implies 0,0447 > 0,0625 \dots \dots \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{15}{335} \geq \frac{11,21}{10 \times 13,19} \implies 0,085 > 0,073 \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{3,93}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \implies 2,9 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots \dots \text{CV.}$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc le calcul est nécessaire.

III.8.4.2 Calcul de flèche

Le calcul doit vérifier la relation suivante : $\Delta f_t \leq \bar{f}$.

$$\text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Les résultats de calcul de flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 12: Résultat de calcul de la flèche du volée 1

M_{ser} (KN.m)		λ		ρ	μ	I₀(cm⁴)	I_f (cm⁴)	
11.21		λ_i	λ_v	0.0029	0	30247.2	I_{fv}	I_{fi}
		7.24	2.9					
F (cm)		Δf_t			f̄		vérification	
f_v	f_i	0.005			0.47		CV	
0.0074	0.0024							

III.8.4.3 Ferrailage du volée 1

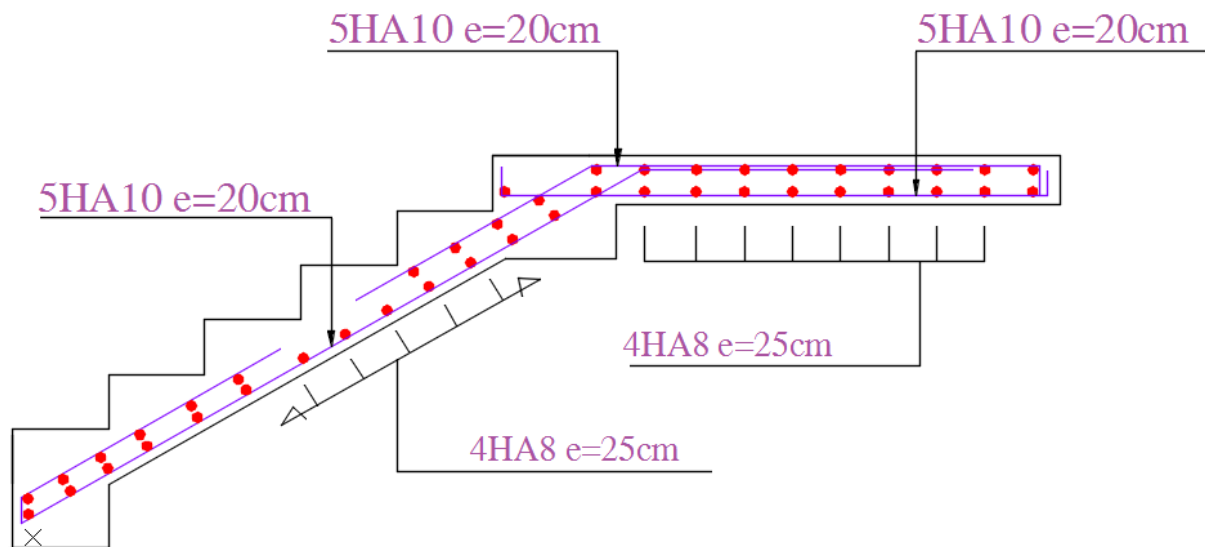


Figure III- 21: Ferrailage du volée 1 et 3

✓ Calcul des sollicitations

Les résultats des sollicitations sont présentés ci-dessous :

Tableau III- 13: Résultat des sollicitations appliquées sur volée (3)

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/m)	P (KN/m)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	7,73	2,5	14 ,19	1,35	12.77	19.09
ELS	7,73	2,5	10,10	1	9.14	13.63

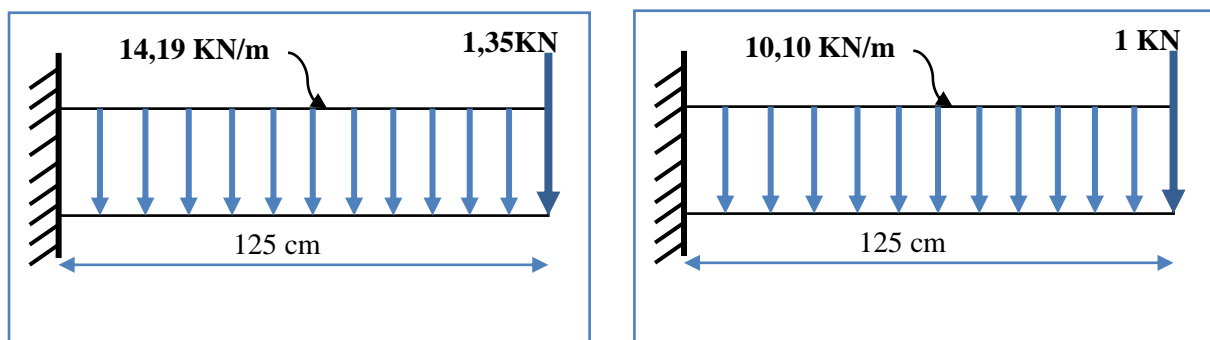


Figure III- 22: Schéma statique du volée 3 à l'ELU / à l'ELS

III.8.5 Ferrailage

- Calcul des armatures en flexion simple, pour une bande de 1m.
- Les données

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ Mpa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$.

- ✓ Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,77 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,049$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \implies A'_s = 0 \quad \text{Section simplement armée.}$$

- Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,063$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,063) = 13,159 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{12,77 \times 10^6}{131,59 \times 348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,79 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- ✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{4,52}{3} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage de la console sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 14: Résultats du ferrailage de la volée 3

	μ_{bu}	α	Z_b (mm)	A_s cal cm^2	Choix	A_s adoptée (cm^2)	A_r cal (cm^2)	Choix	A_r adopté (cm^2)
Travée	0.049	0.063	131,59	2,79	4HA12	4,52	1,50	4HA10	3,14

III.8.5.1 Vérifications

- ELU

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

➤ Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_s} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{19,09 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,141 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 15: Résultats des vérifications à l'ELU

	Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A_{\min})	4,52	1,63	Condition vérifiée
Cisaillement (τ_u)	0,141	1,16	Condition vérifiée

- ELS

➤ Vérification de compression dans le béton

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 16: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Valeur	9.14	4,52	3,65	8199,03	4,06	15	Condition vérifiée

- Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{125} \geq \frac{1}{16} \implies 0,12 > 0,0625 \dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{15}{127} \geq \frac{9,14}{10 \times 9,14} \implies 0,12 > 0,1 \dots CV.$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{4,52}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \implies 4 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots CV.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

➤ **Ferraillage du volée 3**

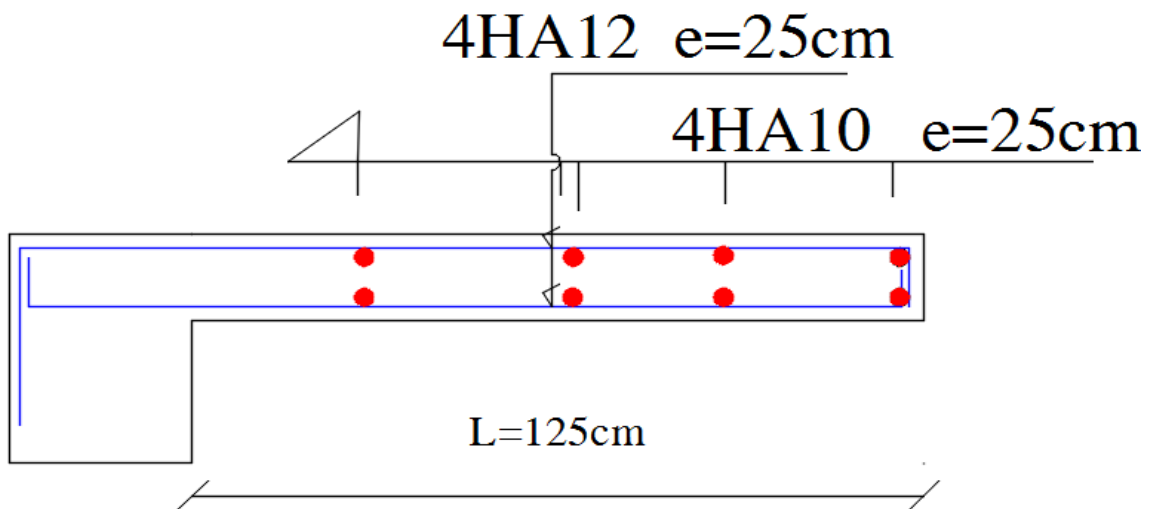


Figure III- 23:Ferraillage du volée 3

➤ **Pour RDC et étage courant**

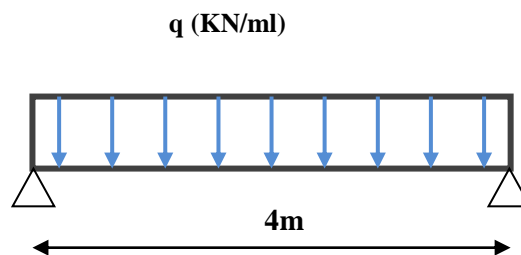


Figure III- 24: Schéma statique de la poutre palière(RDC)

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.8.6 Pré dimensionnement de la poutre palière

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies 26 \leq h \leq 40 \implies h = 30 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \implies 12 \leq b \leq 21 \implies b = 20 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 35 \text{ cm.} \\ \text{Le RPA99 [1] préconise : } b \geq 30 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Nous prenons : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

III.8.6.1 Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
- Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$.
- Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.2 (3.06 - 0.35) \frac{1}{2} = 2.981 \text{ KN/ml}$.
- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :
 - **ELU**: $R_b = 19,61 \text{ KN}$
 - **ELS** : $R_b = 14,05 \text{ KN}$

III.8.6.2 Combinaison de charge

➤ à l'ELU

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.625) + 19,61 = 23,15 \text{ KN/ml}$$

➤ à l'ELS

$$q_s = G_p + R_b = 2.625 + 14,05 = 16,68 \text{ KN/ml}$$

III.8.6.3 Calcul des sollicitations

➤ À l'ELU

- **Moment isostatique**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 23,15 \times \frac{(4)^2}{8} = 46,3 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{23,15 \times 4}{2} = 46,3 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

- Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -13,89 \text{ KN.m}$
- Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 39,36 \text{ KN.m}$

➤ À l'ELS

- Moment isostatique

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 16,68 \times \frac{(4)^2}{8} = 33,36 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{16,68 \times 4}{2} = 33,36 \text{ KN}$$

Pour tenir compte du semi encastrement

- Sur appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -10,00 \text{ KN.m}$
- Sur travée : $M_t = 0.85 M_0 = 28,36 \text{ KN.m}$

III.8.6.4 Diagramme des moments et des efforts tranchants

- À l'ELU

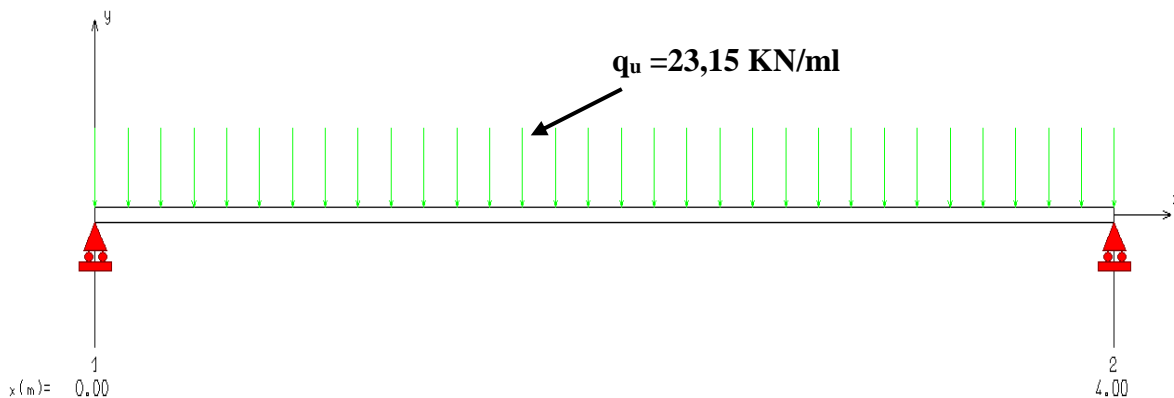


Figure III- 25: Schéma statique (ELU)

MOMENT FLECHISSANT [N.m]

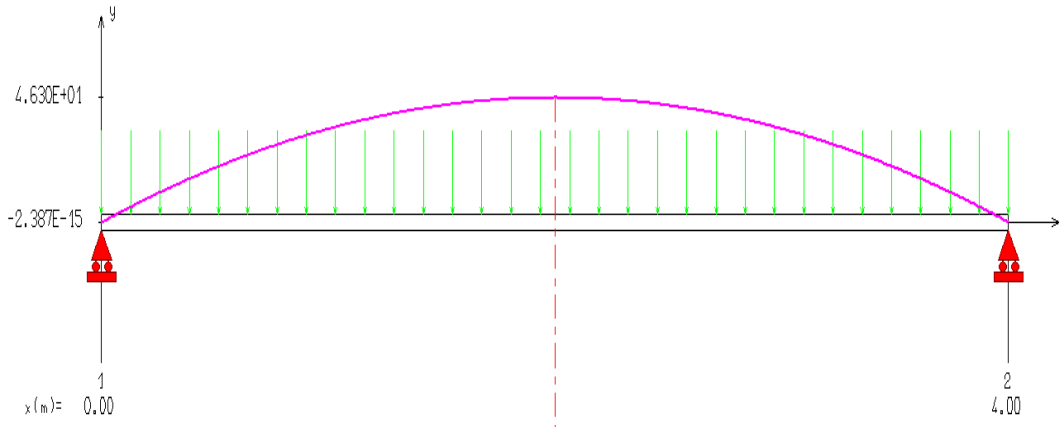


Figure III- 26: Diagramme des moments à ELU

EFFORT TRANCHANT [N]

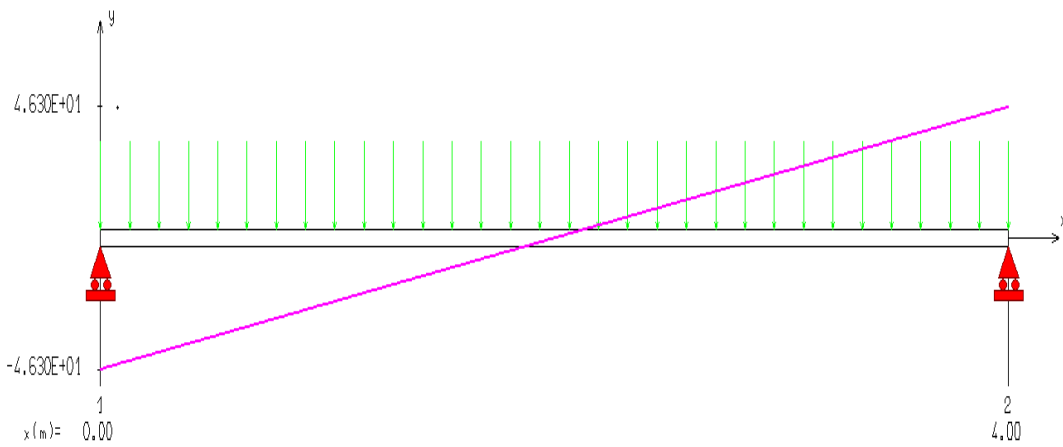


Figure III- 27: Diagramme de l'effort tranchant à ELU

- À l'ELS

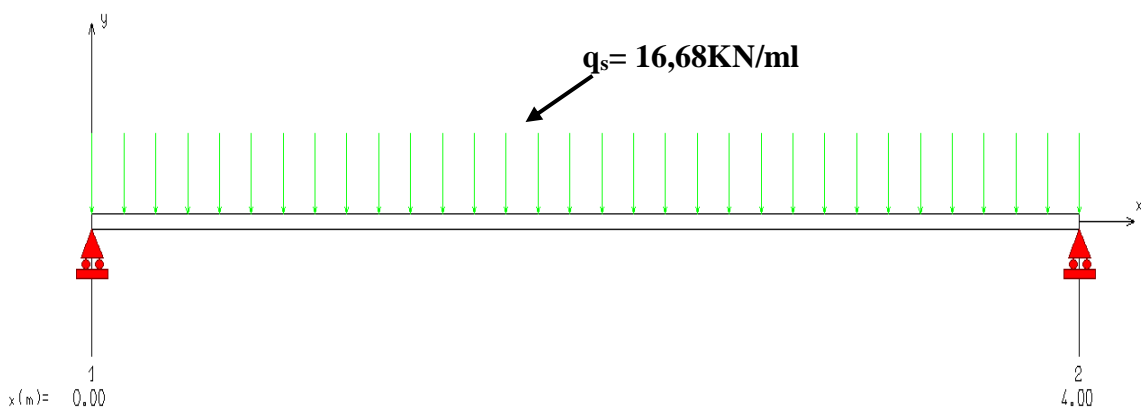


Figure III- 28: Schéma statique (ELS)

MOMENT FLECHISSANT [N.m]

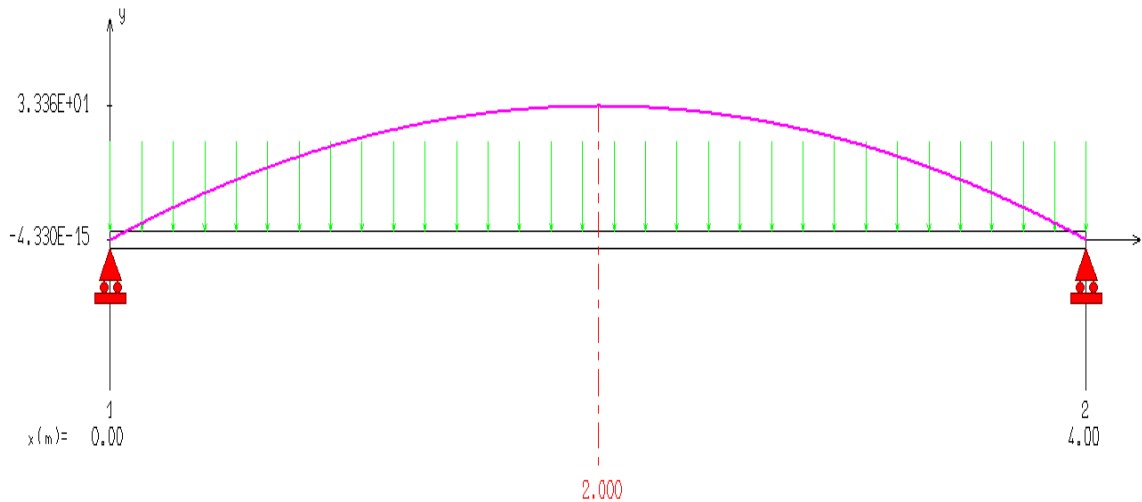


Figure III- 29: Diagramme des moments à ELS

EFFORT TRANCHANT [N]

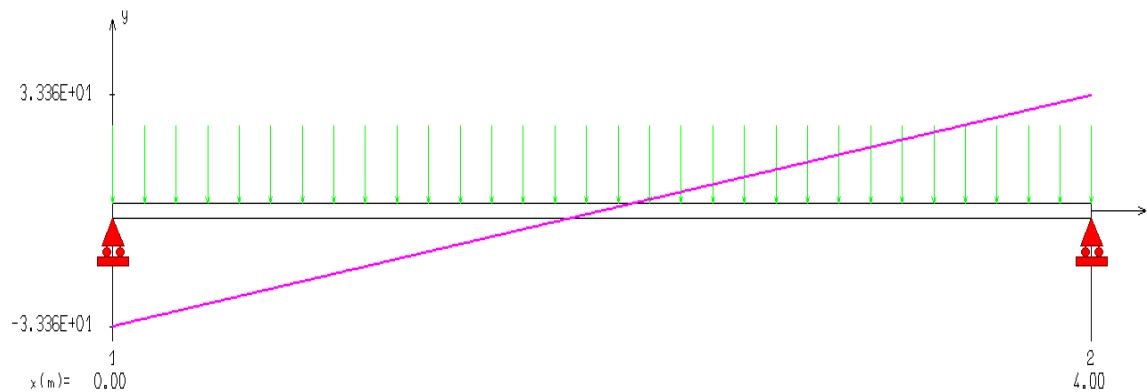


Figure III- 30: Diagramme de l'effort tranchant à ELS

III.8.6.5 Calcul des armatures

➤ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{13,89 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,32)^2 \times 14,17} = 0,03$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13,89}{10,00} = 1,39$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,296$$

$$\mu_{bu} = 0,032 < \mu_l = 0,296 \implies A'_s = 0 \implies \text{(Section simplement armée)}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,32(1 - (0,6 \times 0,044)) = 0,31 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{13,89 \times 10}{0,31 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

On adopte :

➤ En travée : $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \implies A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39,36 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,32)^2 \times 14,17} = 0,090$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{39,36}{28,36} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,296$$

$$\mu_{bu} = 0,090 < \mu_l = 0,296 \implies A'_s = 0 \implies \text{(Section simplement armée)}$$

$$\mu_{bu} = 0,090 < \mu_l = 0,296 \dots \dots \dots \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,32 (1 - (0,6 \times 0,090)) = 0,30m.$$

$$A_a = \frac{M}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{39,36 \times 10}{0,30 \times 348} = 3,77 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_t = 3H12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.8.6.6 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$V_u \text{ max} = 46,3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{46,3 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,482 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,482 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres (Art : A.6.1.3.BAEL.91 Version 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u \text{ max}}{0,9 \times d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{c28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset$$

$\sum \mu_i$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset = 12\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{46,3 \times 10^{-3}}{0,9 \times 320 \times 3\pi \times (12)} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{tj} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc: pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99).

- Influence sur le béton (Art : A.5.1.3.21.BAEL.91 Version 99).

$$T_{U \text{ Max}} < \bar{T}_U = 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d \text{ (Longueur de l'appui)}$$

$$T_{U \text{ Max}} = 46,3 \text{ KN}$$

$$T_{U \text{ Max}} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$$

$$T_U = 46,3 \text{ KN} \leq T_U = 576 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inferieurs

On doit vérifier que

$$A_s \text{ appui} \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M \text{ appui}}{0,9d} \right]$$

$$A_s \text{ appui} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$T_{u \text{ max}} = 46,3 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ appui} = 13,89 \text{ KN.m}$$

$$A_s \text{ appui} \geq \frac{1,15 \times 10}{400} \left(46,3 + \frac{13,89}{0,9 \times 0,32} \right) = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ appui} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 2,72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On prend: $A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III.8.6.6.1 Calcul des armatures transversales

$$St \leq \min (0.9d, 40cm) = \min (28.8, 40) = 28.8cm \implies St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6cm^2$$

On prend des Ø10 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

III.8.6.7 Vérification à L'ELS

a) Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{35}{400} \geq \frac{1}{16} \implies 0,0875 > 0,0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \implies \frac{35}{400} \geq \frac{39,36}{10 \times 46,3} \implies 0,0875 > 0,0850 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{3,39}{30 \times 32} \leq \frac{4,2}{400} \implies 4 \times 10^{-3} < 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots CV.$$

Tel que : M_t : moment en travées

M_u : Moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) Contrainte de compression dans le béton ELS: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

c) Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$\text{Avec: } \eta = 15$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III- 17: Résultat de Contrainte de compression dans le béton ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N/cm ³	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	28,36	3,39	34.1832x10 ³	8.85	83	7,34	15	C.V
Appui	10,00	3,39	34.1832x10 ³	8,85	29,25	2,59	15	C.V

III.8.7 Schéma de ferrailage

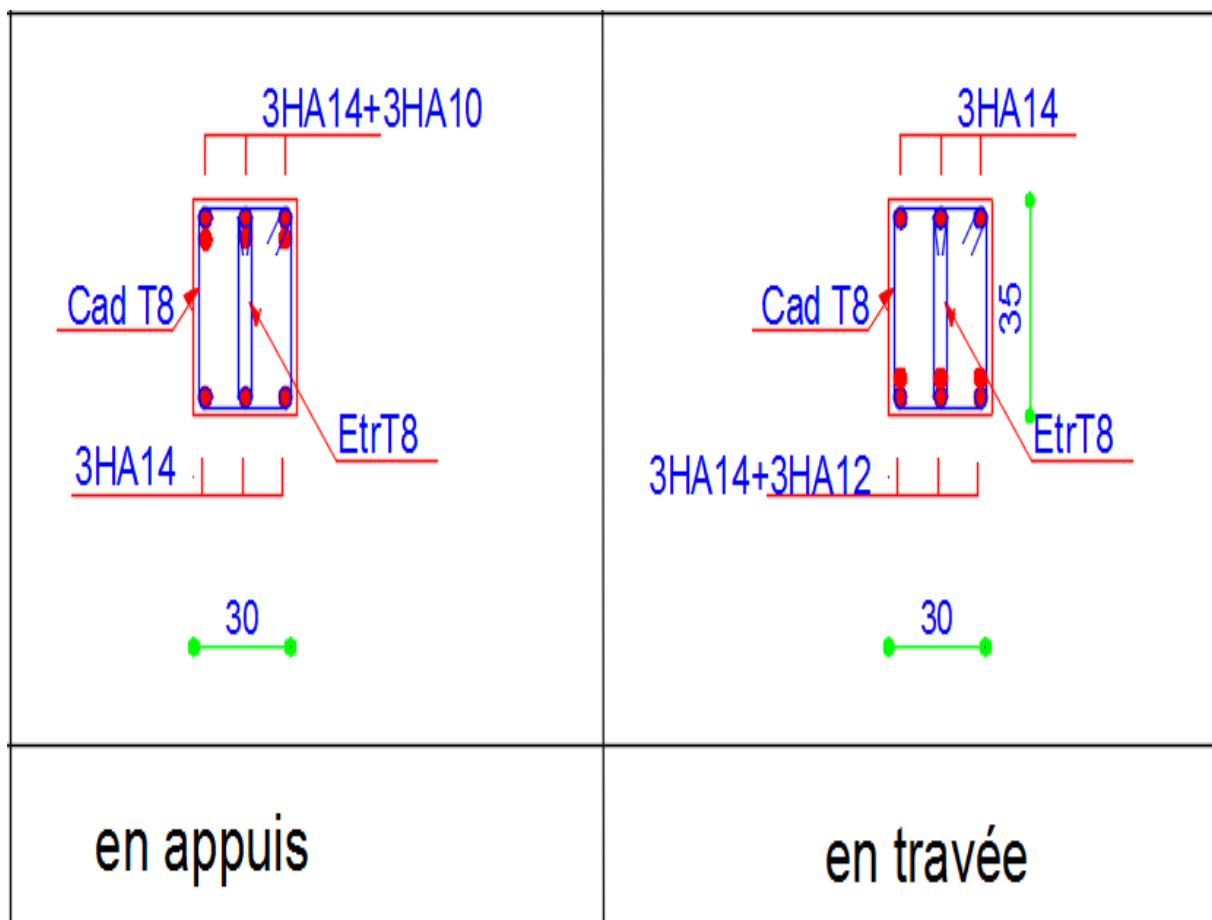


Figure III- 31: Ferrailage de la poutre palière(RDC)

III.9 Etude de la salle des machines

III.9.1 Introduction

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 mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1.40 \times 1.90) \text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

III.9.2 Schéma d'ascenseur

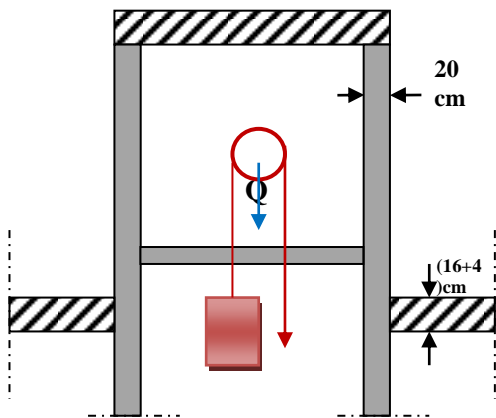


Figure III- 32: Schéma d'ascenseur

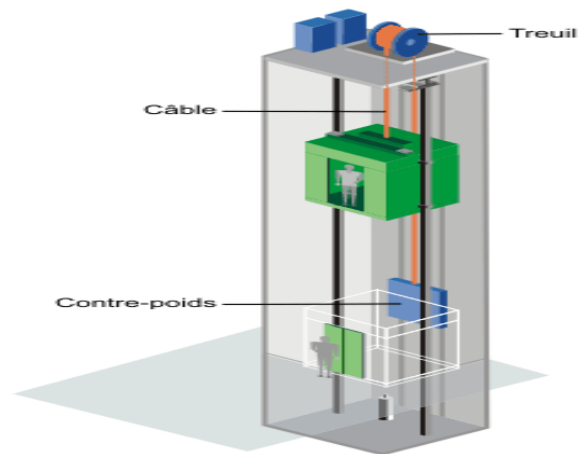


Figure III- 33: Coupe transversale d'un ascenseur

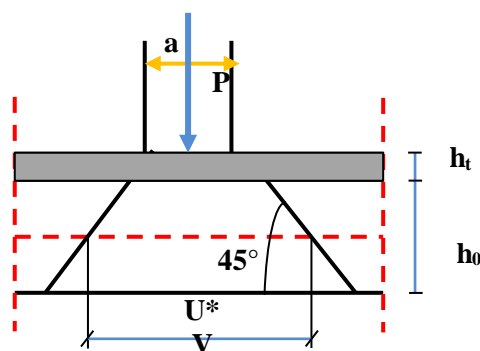
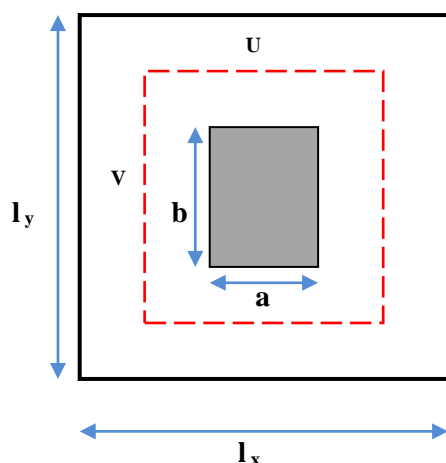


Figure III- 34: Répartition de la charge localisée sur la dalle

III.9.3 Dimensionnement de la dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{1.90} = 0.74 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ Pour un panneau isolé :

$$h_t > \frac{l_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.67 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

- h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)
- e : Epaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)
- p : la charge concentrée
- $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- ν : coefficient de poisson

On aura: $U = a + 2k.e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm}$

$$V = b + 2k.e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm}$$

Donc: $U = V = 125 \text{ cm}$

III.9.4 Evaluation des charges et surcharges

- Charges permanentes

Poids propre de la dalle et revêtement : **4.85 KN/m²**

Charge ponctuelle de la dalle : **90 KN/m²**

- Charge d'exploitation

Terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m²**

- Calcul des sollicitations

- À L'ELU : ($\nu = 0$)

➤ système de levage : $q_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$

➤ Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m.}$$

- À L'ELS : ($\nu = 0.2$)

➤ Système de levage : $q_{ser} = G = 90 \text{ KN}$

➤ Dalle en béton armé : $q_{ser} = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN}$

✓ Principe de calcul

❖ Calcul des moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2})

Avec : M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y})$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{190} = 0,74 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{125}{140} = 0,89 \quad \text{D'où : } M_1 = 0,058 \text{KN.m ; } M_2 = 0,047 \text{MN.m} \\ \frac{V}{l_y} = \frac{125}{190} = 0,66 \end{cases}$$

D'après (Abaque de PIGEAUD, ANNEXE 2).

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

❖ Superposition des moments (M_x ; M_y)

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} v = 0,2 \implies \text{à L'ELS} \\ v = 0 \implies \text{à L'ELU} \end{cases}$$

Avec: v coefficient de poisson

➤ À L'ELU : ($v=0$)

❖ Calcul des moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2})

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 121.5 \times 0.058 = 7.047 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 121.5 \times 0.047 = 5.71 \text{KN.m}$$

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle (M_{x2} ; M_{y2})

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \rho = 0,74 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0634 \times 8,05 \times 1,4^2 = 1.00 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,494 \times 1 = 0,494 \text{KN.m}$$

❖ Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2})

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,047 + 1 = 8,047 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,71 + 0,494 = 6,204 \text{ kN.m}$$

❖ Les moments aux appuis et en travée

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **-0,3** aux appuis.

➤ Sens X-X

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 8,047 = -2,41 \text{ kN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 8,047 = 6,839 \text{ kN.m}$$

➤ Sens Y-Y

$$M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 6,204 = -1,861 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 6,204 = 5,273 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III- 18: Résultat des moments aux appuis et en travée

	Sens	Zone	Moments (KN. m)
ELU	X-X	Sur appuis	-2,41
		En travée	6,839
	Y-Y	Sur appuis	-1,861
		En travée	5,273

➤ À L'ELS : ($v=0.2$)

❖ Moments dus au système de levage (M_{x1} ; M_{x2})

$$M_{x1} = q_u \times (M_1 + v M_2) = 90 \times (0,058 + 0,2 \times 0,047) = 6,066 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \times (M_2 + v M_1) = 90 \times (0,047 + 0,2 \times 0,058) = 5,274 \text{ kN.m}$$

❖ Moments dus au poids propre de la dalle (M_{x1} ; M_{x2})

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0696 \\ \rho = 0,74 \\ \mu_y = 0,632 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0696 \times 5,85 \times 1,4^2 = 0,798 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,632 \times 0,798 = 0,504 \text{ kN.m}$$

❖ Superposition des moments (M_{x1} ; M_{x2})

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,066 + 0,798 = 6,864 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,274 + 0,504 = 5,778 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments aux appuis et en travée

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **-0,3** aux appuis.

➤ Sens X-X

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 6,864 = -2,059 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 6,864 = 5,834 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y-Y

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 5,778 = -1,733 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 5,778 = 4,911 \text{ KN.m}$$

- Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III- 19: Résultats des moments aux appuis et en travée

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	-2,059
		En travée	5,834
	Y-Y	sur appuis	-1,733
		En travée	4,911

III.9.5 Ferrailage

III.9.6 Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1 m.

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$; $A' = 0$.

➤ Sens X-X

➤ En appuis

➤ Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,41 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

❖ Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = 0,012$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,012) = 13,43 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{2,41 \times 10^6}{134,3 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0,51 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adopte : } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification d'espacement

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

➤ En travée

➤ Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,839 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

❖ Calcul de A_s

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,034) = 13,31\text{cm}$$

$$A_s^t = \frac{6,839 \times 10^6}{133,1 \times 348} = 1,47\text{cm}^2$$

$$A_s^t = 1,47 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adopte } 4\text{HA10} = 3,14\text{cm}^2 \longrightarrow \text{avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification d'espacement

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = 25\text{cm}$$

➤ Sens Y-Y

➤ En appuis

➤ Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,86 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,007$$

$$\mu_{bu} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

❖ Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007}) = \mathbf{0,008}$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,008) = \mathbf{13,45 \text{ cm}}$$

$$A_s^a = \frac{1,86 \times 10^6}{134,5 \times 348} = \mathbf{0,39 \text{ cm}^2}$$

$$A_s^a = \mathbf{0,39 \text{ cm}^2} \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2} \longrightarrow \text{avec : } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ Vérification d'espace

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ En travée

➤ Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,27 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = \mathbf{0,020}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,020} < \mu_l = \mathbf{0,392} \longrightarrow A'_s = \mathbf{0} \text{ Section simplement armée.}$$

- Calcul de A_s

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = \mathbf{0,025}$$

$$Z_b = 13,5(1 - 0,4 \times 0,025) = \mathbf{13,36 \text{ cm}}$$

$$A_s^t = \frac{5,27 \times 10^6}{133,6 \times 348} = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2}$$

$$A_s^t = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2} \longrightarrow \text{On adopte : } \mathbf{4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \longrightarrow \text{avec : } S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ Vérification d'espace

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée, donc : } S_t = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

Les résultats du ferrailage de la dalle d'ascenseur sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 20: Résultats du ferrailage de la dalle machine

		μ_{bu}	α	Z_b (mm)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s\text{ adoptée}}$ (cm ²)
X-X	Appuis	0,009	0,012	134,3	0,51	4HA8	2,01
	Travée	0,027	0,034	133,1	1,47	4HA10	3,14
Y-Y	Appuis	0,007	0,008	134,5	0,39	4HA8	2,01
	Travée	0,020	0,025	133,6	1,13	4HA10	3,14

➤ **Vérifications**

➤ **ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

➤ **Sens X-X**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0,8\%$ pour F_e400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - 0,74}{2} = 1,356\text{cm}^2$$

- { En appuis : $A_s^a = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,356\text{cm}^2$ Condition vérifiée
- { En travée : $A_s^t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,356\text{cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Sens-Y-Y**

$$A_{\min} = \rho_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

- { En appuis : $A_s^a = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,2\text{cm}^2$ Condition vérifiée
- { En travée : $A_s^t = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,2\text{cm}^2$ Condition vérifiée

• **Vérification des diamètres maximaux des barres :**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \longrightarrow \text{Avec : } \phi_{\max} = 10\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 < \frac{150}{10} = 15\text{mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Poinçonnement**

$$q_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $u_c = 2(U + V) = 2(125 + 125) = 500 \text{ cm}$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 5000 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 562,5 \text{ KN}$$

$q_u = 121,5 \text{ KN} < 562,5 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

• Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{q_u}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,25} = 32,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{32,4 \times 10^3}{100 \times 135} = 2,4\text{MPa}$$

$\tau_u = 2,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 21: Résultats des vérifications à l'ELU

			Valeur calculée	Valeur admissible	Observation
C.N.F (A _{min})	X-X	Appuis	2,01	1,356	Condition vérifiée
		Travée	3,14	1,356	
	Y-Y	Appuis	2,01	1,2	
		Travée	3,14	1,2	
Diamètre des barres (ϕ _{max})			10	15	Condition vérifiée
Poinçonnement (q _u)			121,5	562,5	Condition vérifiée
Cisaillement (τ _u)			2,4	2,5	Condition vérifiée

• ELS

- Vérification de compression dans le béton

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 22: Résultat de vérification de compression dans le béton à L'ELS

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Appui	L _X	2,059	2,01	2,56	4167,7	1,26	15	Condition vérifiée
	L _Y	1,733	2,01	2,56	4167,7	1,06	15	Condition vérifiée
Travée	L _X	5,834	3,14	3,12	6087,13	2,99	15	Condition vérifiée
	L _Y	4,911	3,14	3,12	6087.13	2,52	15	Condition vérifiée

- Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{15}{140} \geq \frac{1}{20} \times \frac{5,834}{6,864} \longrightarrow 0,107 > 0,0425 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \longrightarrow 2,32 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage

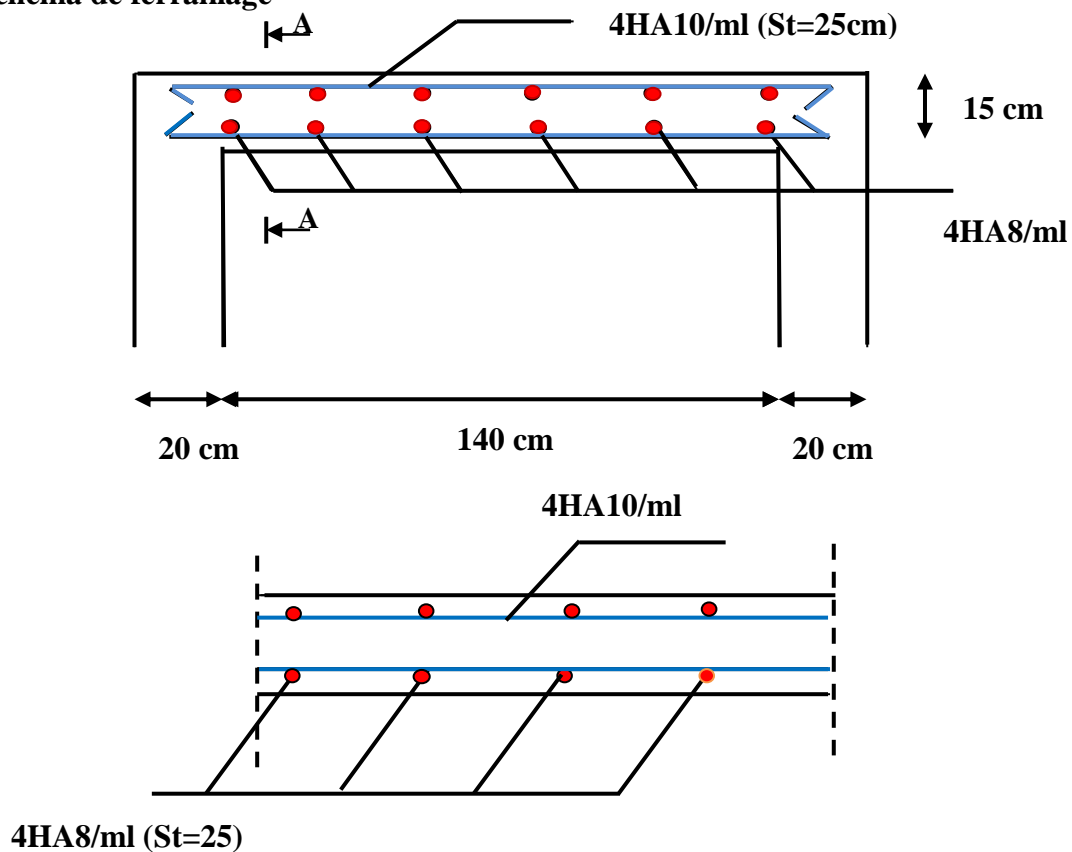


Figure III- 35: Ferrailage de la dalle du local machine

III.10 Etude des balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre, l'étude des balcons sera en flexion simple d'une épaisseur de 15 cm.

III.10.1 Détermination des efforts

- Charges permanentes : $G_1 = 5,3 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en métallique) : $G_2 = 0.15 \text{ KN/ m}^2$

III.10.2 Combinaisons de charges

➤ L'état limite ultime (ELU)

$$P_u = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1 = 1.35 \times 5.3 + 1.5 \times 3.5 = 12.405 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 0.15 = 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1.00 = 1.50 \text{ KN/ml}$$

➤ L'état limite de service (ELS) :

$$p_s = G_1 + Q_1 = 5,3 + 3,5 = 8,8 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_2 = 0.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

III.10.2.1 Schéma statique de calcul

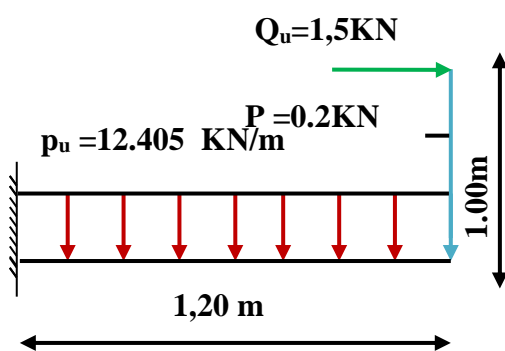


Figure III- 36: Schéma statique (ELU)

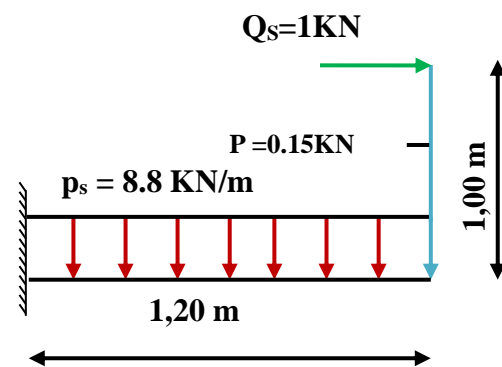


Figure III- 37: Schéma statique (ELS)

III.10.2.2 Les moments et Les efforts tranchants

• L'ELU

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} + P \cdot L$$

$$M_u = \frac{12.405 \times 1.2^2}{2} + (0.2 \times 1.2) = \mathbf{9.172 \text{ KN.m}}$$

$$V_u = P_u \cdot L + P$$

$$V_u = 12.405 \times 1.2 + 0.2 = \mathbf{15.08 \text{ KN}}$$

• L'ELS

$$M_s = \frac{P_s \times L^2}{2} + P \cdot L$$

$$M_s = \frac{8.8 \times 1.2^2}{2} + 0.15 \times 1.2 = \mathbf{6.516 \text{ KN.m}}$$

$$V_u = P_s \cdot L + P$$

$$V_u = 8.8 \times 1.2 + 0.15 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$$

III.10.2.3 Diagramme des moments et des efforts tranchant

• L'ELU

MOMENT FLECHISSANT [N.cm]

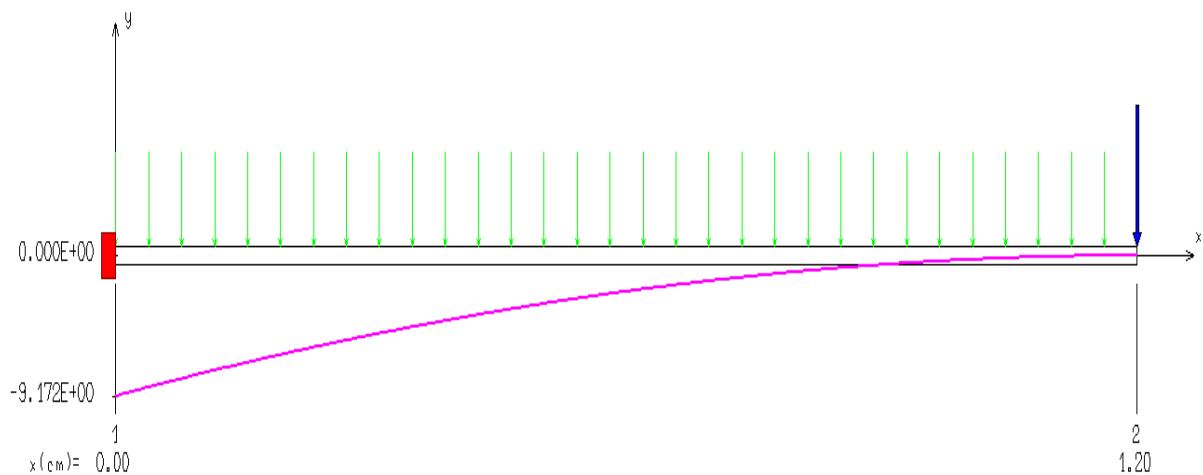


Figure III- 38: Diagramme du moment

EFFORT TRANCHANT [N]

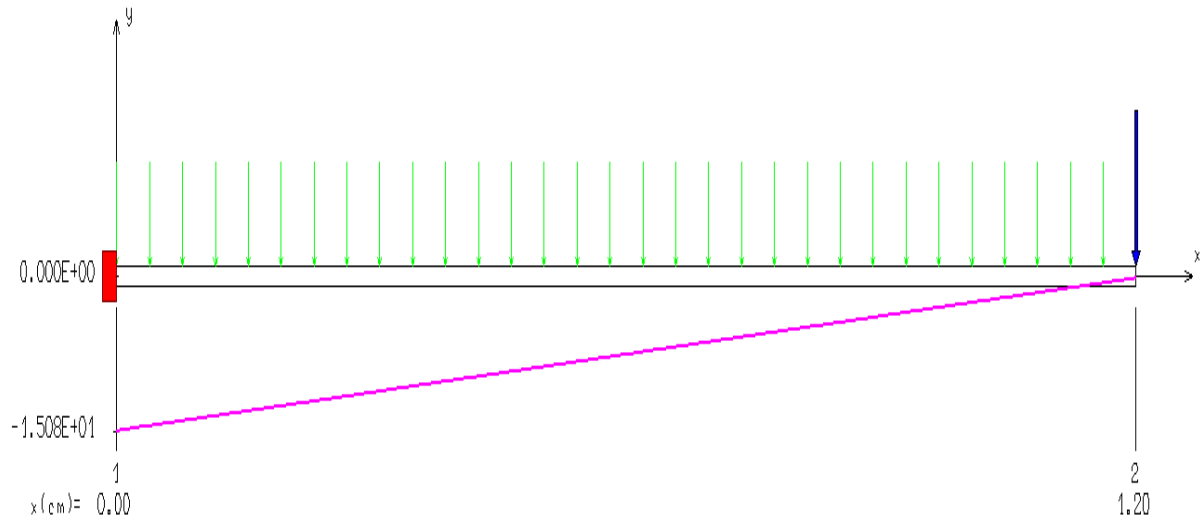


Figure III- 39: Diagramme de l'effort tranchant

• L'ELS

MOMENT FLECHISSANT [N.cm]

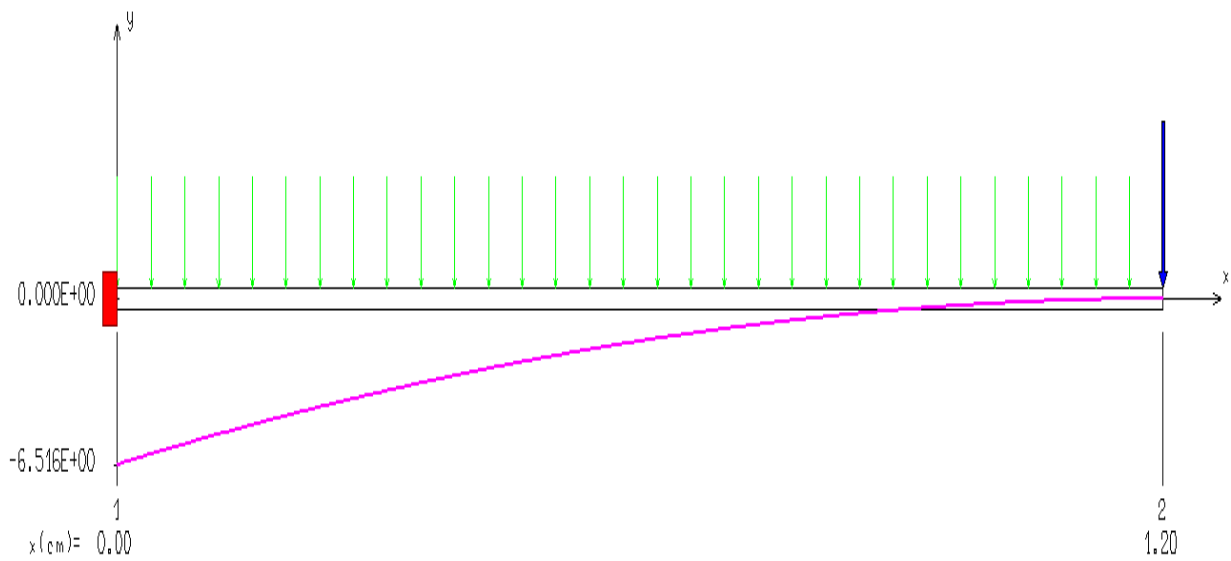


Figure III- 40: Diagramme du moment à l'ELS

EFFORT TRANCHANT [N]

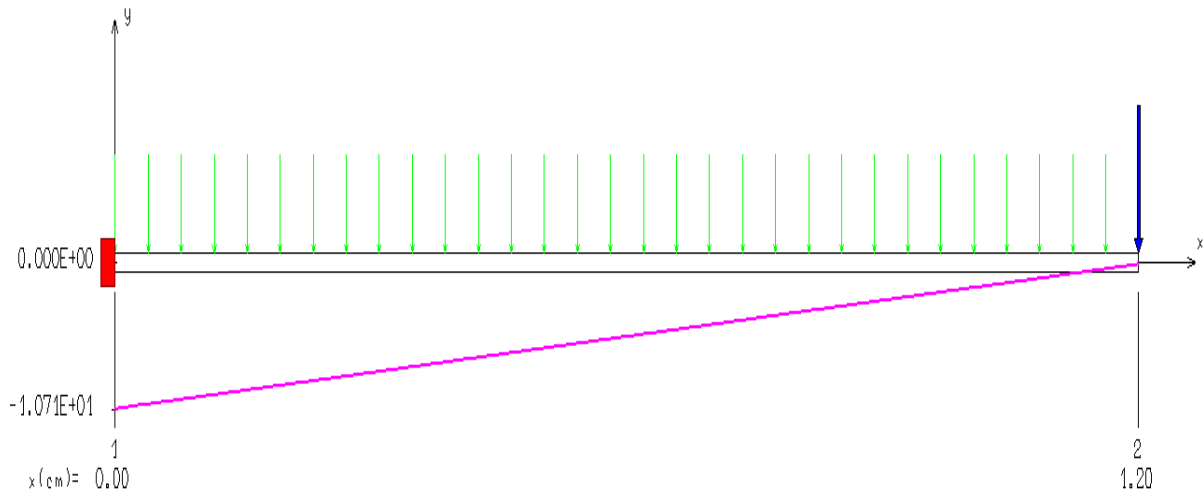


Figure III- 41: Diagramme de l'effort tranchant

III.10.3 Ferrailage de balcon

Le calcul de ferrailage du balcon se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

III.10.3.1 Armatures principales

- Les données

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

- Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.172 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_{bu} = 0,392$$

$A's = 0 \rightarrow$ Section simplement armée.

- Calcul de A_s

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

Avec : $Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) \Rightarrow Z_b = 13,5(1 - 0,6 \times 0,035) = 13,212 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{9.172 \times 10^6}{132.12 \times 348} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,99 \text{ cm}^2$ On adopte : $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.10.3.2 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1,13 \text{ cm}^2$ On adopte : **4HA10** = 3.14 cm^2 avec : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Tableau III- 23: Ferrailage du balcon

M_u (KN.m)	μ_{bu}	Z_b (mm)	$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	Choix	$A_s \text{ adoptée}$ (cm^2)	$A_r \text{ cal}$ (cm^2)	Choix	$A_r \text{ adoptée}$ (cm^2)
9.172	0,035	132.12	1.99	4HA12	4.52	1,13	4HA10	3,14

III.10.4 Vérifications

❖ A l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

- Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{15,08 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 150,72} = 0,823 \text{ MPa}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

On remarque que : $\tau_{se} = 0,823 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- Cisaillement : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec : $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{15,08 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,112 \text{ MPa}$$

On remarque que : $\tau_u = 0,112 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$condition vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.

III.10.4.1 Disposition des armatures

- Longitudinales

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

- Répartitions

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 24: Résultats des vérifications à l'ELU

	C.N.F (A_{min})	Cisaillement (τ_u)	Espacement (S_t)		Adhérence (τ_{se})
Valeur calculée	4.52	0,112	25	25	0,823
Valeur admissible	1,63	2,5	33	45	3,15
Observation	CV	CV	CV		CV

❖ A PELS

• Vérification de compression dans le béton

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

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

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

η : est le coefficient d'équivalence.

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 15 \times \frac{4,52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(13,5 \times 4,52)}{7,5(4,52)^2}} - 1 \right] = 3,65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2 = 8199,03 \text{ cm}^4$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 25:Résultats des vérifications à la compression du béton

M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
6.516	8199.03	3.65	2,9007	15	Condition vérifiée

• **Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

- Fissuration préjudiciable ($\eta = 1.6$):

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, \text{Max} \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67, \text{Max}(200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 117.42 \text{ MPa} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification de la flèche :(BAEL, Art B .6.5.3)**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow 0.125 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_{ser}}{10.M_{0ser}} \rightarrow 0.125 > 0.1 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \rightarrow 3.348 \times 10^{-3} \leq 0.01 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.10.5 Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.10.6 Schéma de ferrailage de balcon

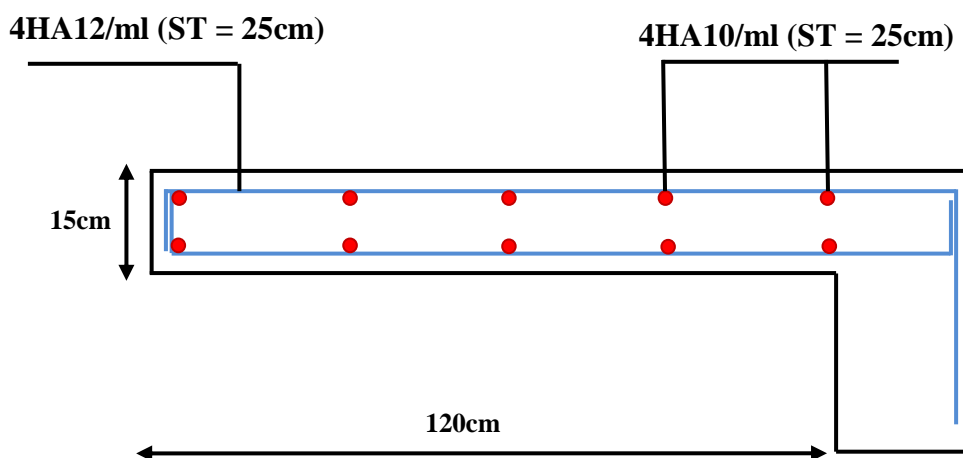


Figure III- 42: Schéma de ferrailage de balcon

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE & SISMIQUE

IV.1 Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort normaux et période...**) sous l'effet du séisme.

IV.2 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 Méthode statique équivalente (RPA)

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

IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA)

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

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

IV.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (RPA)

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul se fait en vérifiant les conditions d'application de ces méthodes de calcul.

IV.3.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

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

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ Niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ Niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ Niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ Niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ Niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 2$ niveaux ou 08 m.

Dans notre cas, notre structure est implantée à Bouira zone II_a de groupe d'usage 2, avec une hauteur de 24.94 m qui est inférieure à 65 m selon la 1^{ère} condition, et supérieure à 23 m

Selon la 2^{ème} condition, ce qui signifie que les conditions d'application de cette méthode ne sont pas vérifiées, donc il faut passer à la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul ETABS.

- **Classification de l'ouvrage**

Selon le rapport géotechnique de notre ouvrage et d'après la classification du sol du RPA, notre sol est un sol meuble (catégorie S₃).

- ✓ Zone sismique : Zone IIa «BOUIRA»
- ✓ Groupe d'usage : groupe 2
- ✓ Site : « meuble S3 » les valeur de T₁ et T₂ sont respectivement 0,15et 0,5
- ✓ Système structurel : voiles-portiques.

IV.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale

– Application

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : L'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode « i ».

W : Poids total de la structure.

IV.3.3 Spectre de réponse de calcul

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5% égale

à : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$).

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi=10\%$.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA99 tableau (4-7)).

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA art 4.7).

Q : Facteur de qualité (RPA 99. Tableau44).

g : Accélération de la pesanteur.

IV.3.3.1 Coefficient d'accélération de zone A

Il est donné par le tableau (4.1 R.P. A V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la zone **IIa** et groupe d'usage **2** on aura : $A = 0,15$.

IV.3.3.2 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D »

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

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

η : Facteur de correction d'amortissement.

IV.3.3.3 La période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est donnée par le RPA/version 2003 par la formule : **T = C_Th_N^{3/4}**

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A V2003).

On a un Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : **C_T=0.05**

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N = 24.94 m Donc : T = 0.05 × (24.94)^{3/4} = 0.558 s

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante : **T = $\frac{0,09h_N}{\sqrt{L}}$**

Avec : **L** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

- **sens xx** : L_x = 32.82m → **T_x = 0.39s**
- **sens yy** : L_y = 11.96m → **T_y = 0.64s**

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc :

T_x = 0.39s

T_y = 0.558s

D_x = 2,5η = 1.9

D_y = 2,5 η $\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$ = 1.77

Tableau IV- 1: La période fondamentale de la structure

ξ (%)	η	T_1 (s)	T_2 (s)	C_T	h_N (m)	L (m)		$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{L}}$		$T = C_T h_N^{3/4}$	D	
								T_x	0.39		D_x	1.9
10	0.76	0.15	0.5	0.05	24.94	L_x	32.82	T_x	0.39	0.558	D_x	1.9
						L_y	11.96	T_y	0.64		D_y	1.7
												7

IV.3.3.4 Coefficient de comportement R

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement (**R = 5**).

IV.3.3.5 Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée dans tableau (4.4 R.P. A V2003).

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de pénalités ainsi que le facteur de qualité :

Tableau IV- 2: Facteur de qualité « Q »

Critère	P_q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	Obs.	/
Redondance en plan	Obs.	/
Régularité en plan	/	0,05
Régularité en élévation	Obs.	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0,10
Q (totale)	1,2	

IV.3.3.6 Poids total de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99, $\beta = 0,20$ (habitation).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d’exploitations.

Pour notre structure le poids des différents niveaux est calcul par le logiciel ETABS :

$$W = \sum M_i \times g$$

➤ **Résumé des résultats**

Tableau IV- 3: Tableau des valeurs obtenues

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W ET(KN)
Valeurs numériques	0.15	1.9	1.77	1,20	5	23718.1

➤ **Schéma de spectre de calcul**

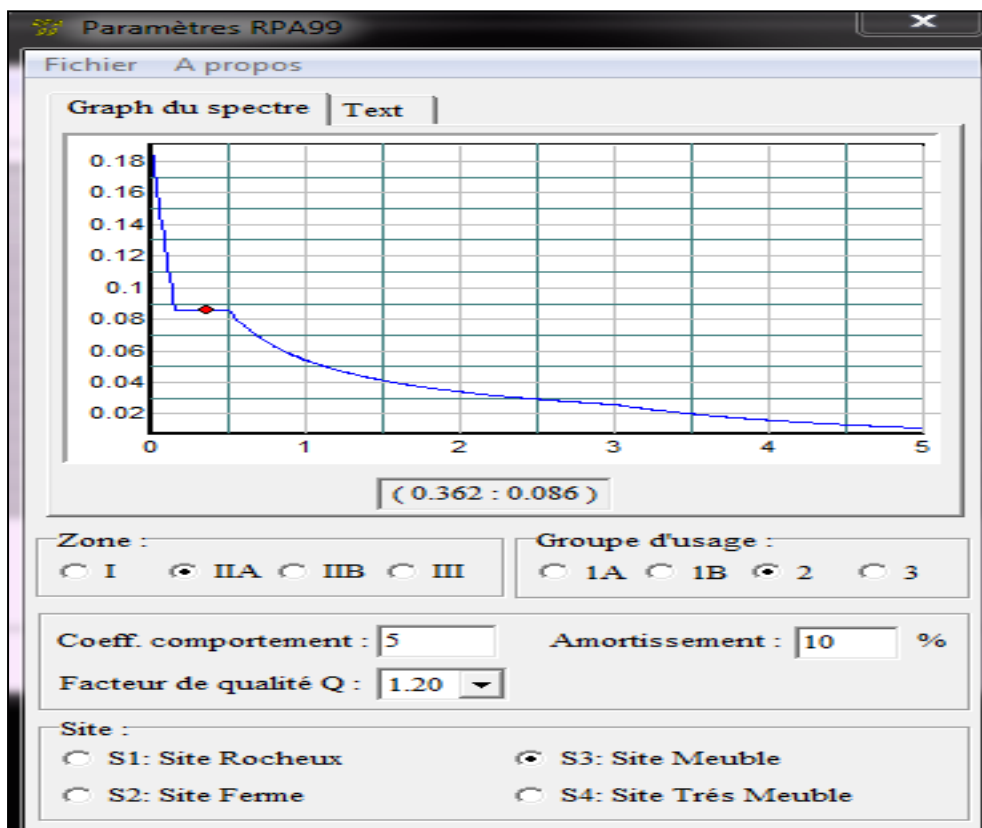


Figure IV- 1: Schéma de spectre de calcul

IV.4 Modélisation de la structure

Il est très clair que la modélisation d'une structure est l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique.

Notre structure à modéliser est un bâtiment de forme irrégulière en plan et régulière en élévation, contreventée par un système mixte « voiles/portiques ».

IV.4.1 Modélisation de la vue en 3D

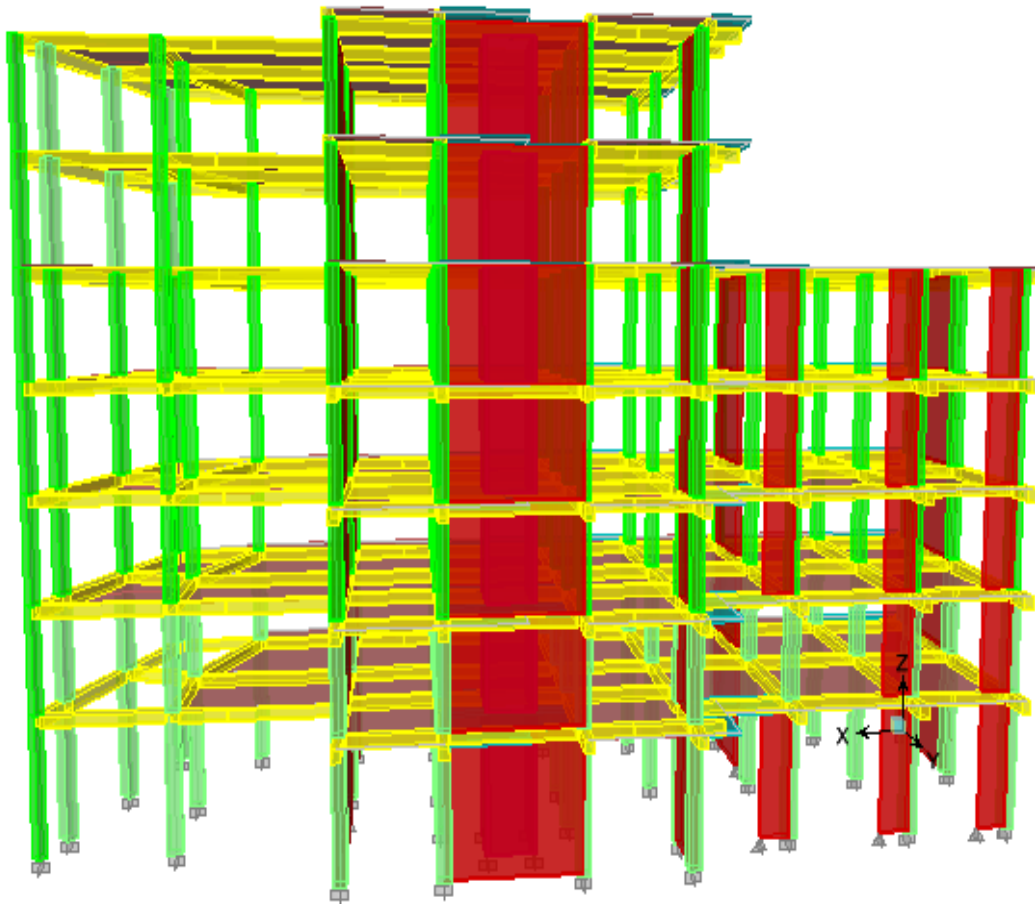


Figure IV- 2: La vue en 3D

IV.4.2 Disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et de réalisation facile.
- Assurer une excentricité minimale.
- Le respect de l'architecture de la structure.

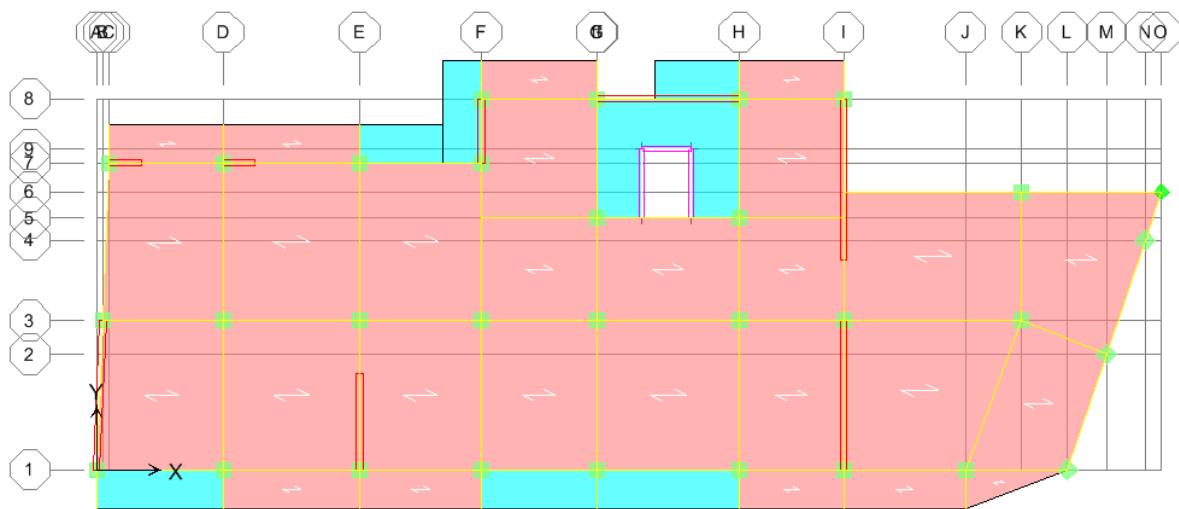


Figure IV- 3: La disposition des voiles

IV.5 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

➤ Détermination des masses et centre de masse par étages

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 :

$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

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.

➤ **Centre de torsion (rigidité)**

C'est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité, d'où :

(X_{CR}, Y_{CR}) : Les coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

➤ **L'excentricité**

• **Théorique**

Est calculée dans les deux sens par les formules suivantes :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

• **Accidentelle**

La valeur exigée par le RPA 99 / version 2003 $\pm 0,05 L$.

L : Etant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique, cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$e_{acc} = 0,05 (L_x; L_y).$$

$$e_{accX} = 0.05 \times 32.82 = 1.641 \quad ; \quad e_{accY} = 0.05 \times 11.96 = 0.598$$

➤ **Caractéristiques massiques**

Les résultats des centres de masses, de torsion, et d'excentricités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 4: Centre de masse, de torsion, et l'excentricité des différents niveaux

Story	Masse (KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	371.4511	14.673	5.396	14.946	10.862	0.273	5.466
Etage 1	357.0568	15.383	5.254	15.231	10.801	0.152	5.547
Etage 2	353.252	15.369	5.259	15.514	10.535	0.145	5.276
Etage 3	353.252	15.369	5.259	15.784	10.278	0.415	5.019
Etage 4	354.2998	15.372	5.273	16.014	10.063	0.642	4.79
Etage 5	231.2774	20.586	5.541	17.502	9.75	3.084	4.209
Etage 6	233.336	20.511	5.35	19.376	9.713	1.135	4.363
$\sum M_i$	2253.9251						
W	22111.005 KN						

IV.6 Caractéristiques dynamiques de la structure

➤ Le nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et : $T_K \leq 0,20 \text{ sec}$ (article 4-14 RPA/2003).

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 8 modes. (Participation modale de mode 8 : 97.4452%).

➤ Résultats d'analyse dynamique par ETABS

Les résultats présentés dans le tableau suivant sont obtenues après l'analyse automatique par ETABS :

Tableau IV- 5: Mode de vibration et participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.703262	67.8893	0.0006	0	67.8893	0.0006	0
2	0.453245	0.166	58.0646	0	68.0553	58.0652	0
3	0.33401	2.4967	9.4093	0	70.552	67.4745	0
4	0.204304	10.7371	2.1328	0	81.2891	69.6074	0
5	0.13316	9.679	4.9976	0	90.968	74.605	0
6	0.097323	1.1374	11.8715	0	92.1054	86.4764	0
7	0.079484	2.5639	1.3055	0	94.6693	87.7819	0
8	0.055347	2.7759	3.3751	0	97.4452	91.157	0

➤ Modes de vibrations obtenus

✓ 1^{er} mode de vibrations : translation suivant X-X

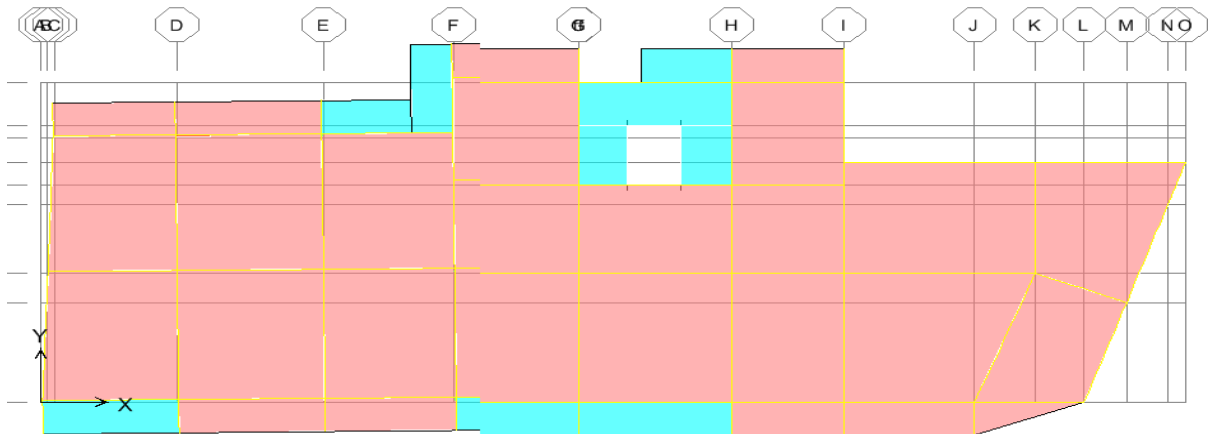


Figure IV- 4: Mode de translation suivant le sens X-X

✓ 2^{ème} mode : translation suivant Y-Y.

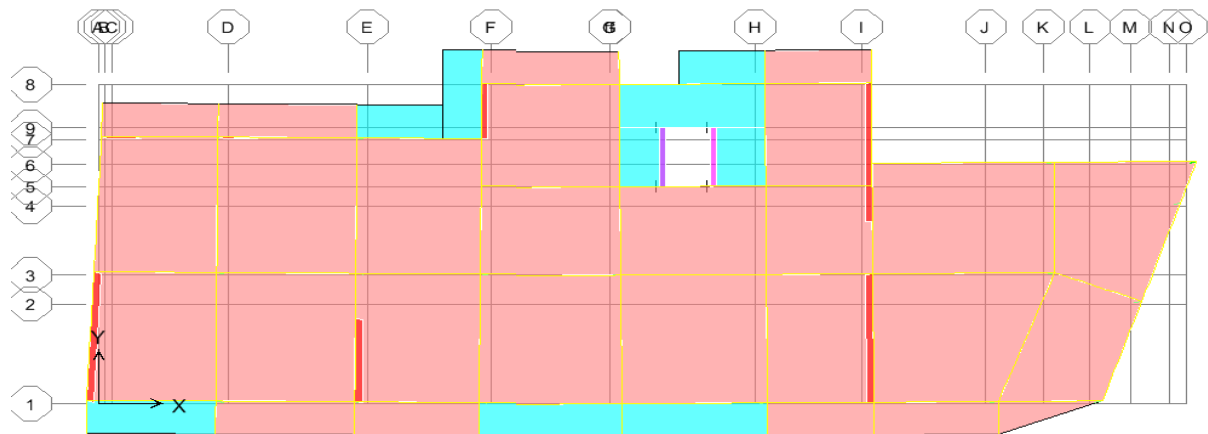


Figure IV- 5: Mode de translation suivant le sens Y-Y

✓ 3^{ème} mode : rotation.

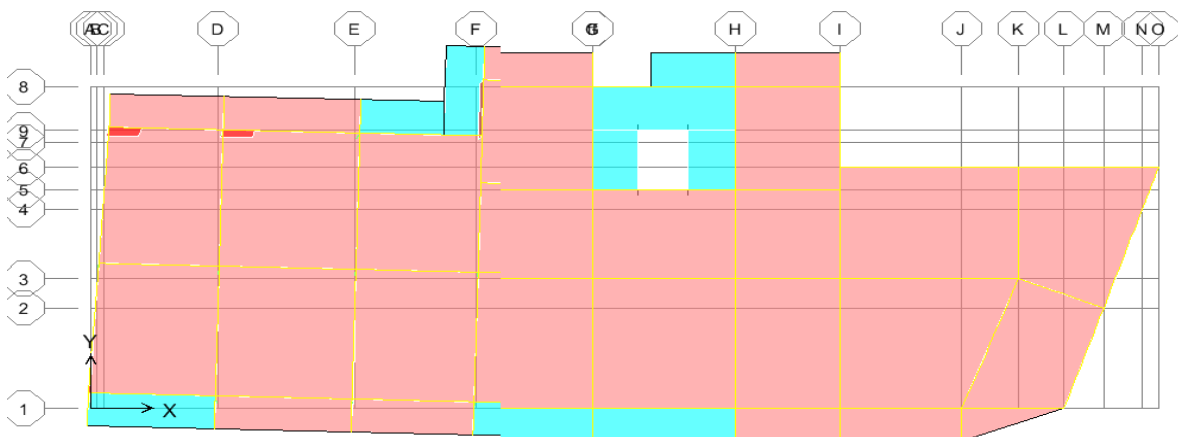


Figure IV- 6: Mode de rotation. Autour de l'axe Z-Z

- **Commentaire**

Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,7032 sec.**

Les deux premiers modes sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 8 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3 T_{RPA}$.

$T_{dyn} = 0,7032 \text{ sec} < 1,3 (0,558) = 0,725 \text{ sec}$Condition vérifiée.

➤ **Justification de coefficient de comportement**

Pour le choix du coefficient du comportement, on doit déterminer la répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles, le tableau ci-dessous représentent le pourcentage de la répartition des charges à la base :

- **Sous charges horizontales**

Tableau IV- 6: Les charges reprises par les voiles et les portiques

Niveau	Voile (KN)		Portique (KN)		Voile (%)		Portique (%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	1256, 18	670,0571	1658,445	1061,4	26,5	18,9	61,5	72,7

- **Sous charges verticales**

Tableau IV- 7: Les charges reprises par les voiles et les portiques sous charges verticales

Niveau	Voile (KN)	Portique (KN)	Voile (%)	Portique (%)
Niveau 1	F3	F3	F3	F3
	5456,8995	26589,8991	68,06	22 ,9

Avec :

F1 : La charge horizontale suivant (x).

F2 : La charge horizontale suivant (y).

F3 : La charge verticale reprise par l'élément.

- **Conclusion**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99/V2003). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R= 5**.

➤ **L'effort tranchant modal à la base**

D'après les résultants d'ETABS :

Les force en KN : $E_x = 1605.62$ KN, $E_y = 1831.28$ KN

IV.7 Vérification des exigences de RPA99/V2003

IV.7.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit vérifier la condition : $V_t \geq 0,80 V$ pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{stat} < 0,80 V_{dyn}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0,8 V}{V_{dyn}}$.

IV.7.2 Calcul de la force sismique statique totale

Est donnée selon le RPA99/V2003 par la formule :

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

$$\text{Sens X-X : } V_x = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,20}{5} \times 23718.1 = 1622.318 \text{ KN.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } V_y = \frac{0,15 \times 1,77 \times 1,20}{5} \times 23718.1 = 1511.317 \text{ KN.}$$

Les résultats de vérification sont résumés ci-dessous :

Tableau IV- 8: Vérification de la force sismique statique et dynamique

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	$0,8V_{statique}$ (KN)	$0,8V_s < V_d$
Sens X-X	1622.318	1605.62	1297.8544	CV
Sens Y-Y	1511.317	1831.28	1209.0536	CV

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 9: L'effort tranchant modal

Mode	Période	Sa/g	α_{ix} (%)	α_{iy} (%)	W(KN)	V_{xi} (KN)	V_{yi} (KN)
1	0.703262	0.0855	67.8893	0.0006	23718.1	137672.545	1.216738
2	0.453245	0.0855	0.166	58.0646	23718.1	336.6309	117749.06
3	0.33401	0.0855	2.4967	9.4093	23718.1	5063.05181	19081.0964
4	0.204304	0.0855	10.7371	2.1328	23718.1	21773.7388	4325.09989
5	0.13316	0.0969	9.679	4.9976	23718.1	22245.0898	11485.9036
6	0.097323	0.12132	1.1374	11.8715	23718.1	3272.84563	34160.0025
7	0.079484	0.13345	2.5639	1.3055	23718.1	8115.20614	4132.14307
8	0.055347	0.149864	2.7759	3.3751	23718.1	9866.90959	11996.7602

Les réponses de deux modes de vibration i et j de période T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \text{ (Avec } T_i \leq T_j \text{) vérifie la relation :}$$

$$r \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})} \text{ Avec : } \xi_i = \xi_j = 10\% \dots\dots\dots r \leq 0,5 .$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Pour :

E : effet de l'action sismique considérée.

E_i : Valeur modale de E selon le 8 mode « i ».

K : nombre de mode retenus.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, E_1, E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=1}^K E_i^2}.$$

Les résultats de calcul sont présentés ci-dessous :

Tableau IV- 10: Combinaison des réponses modales

Mode	Période T (sec)	$r = \frac{T_1}{T_j}$	$10/10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}$	Observation
1	0.703262	0.64448954	0.5	CNV
2	0.453245	0.73693036		CNV
3	0.33401	0.61167031		CNV
4	0.204304	0.65177383		CNV
5	0.13316	0.73087263		CNV
6	0.097323	0.81670314		CNV
7	0.079484	0.69632882		CNV
8	0.055347	0.0787004		CV

Remarque

Les modes ne sont pas indépendants deux à deux donc on applique la loi :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \longrightarrow E_x = 1987,2342 \text{ KN} , E_y = 3659.9914 \text{ KN}$$

➤ Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Selon le RPA99/V2003, les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser le 1% de la hauteur d'étage.

• Déplacement horizontal

Pour chaque niveau « K » est donné par :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 – 20 RPA99/2003}).$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

• Déplacement relatif : au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 – 20 RPA99/2003}).$$

- **Déplacement admissible**

$$\overline{\Delta_K} = 0,01h_0$$

Avec :

h_0 : Hauteur d'étage.

Les résultats de vérifications sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau IV- 11: Vérification des déplacements inter-étage dans le sens X-X

NIVEAU	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$h_0(m)$	$\overline{\Delta_K}(m)$	Observation $\Delta_K < \overline{\Delta_K}$
Niveau6	0.0181	5	0.0905	0.074	0.0165	3.06	0,0306	CV
Niveau5	0.0148	5	0.074	0.0585	0.0155	3.06	0,0306	CV
Niveau4	0.0117	5	0.0585	0.0435	0.015	3.06	0,0306	CV
Niveau3	0.0087	5	0.0435	0.0295	0.014	3.06	0,0306	CV
Niveau2	0.0059	5	0.0295	0.0165	0.013	3.06	0,0306	CV
Niveau1	0.0033	5	0.0165	0.0065	0.01	3.06	0,0306	CV
RDC	0.0013	5	0.0065	/	0.0065	4.08	0,0408	CV

Tableau IV- 12: Vérification des déplacements inter-étage dans le sens Y-Y

NIVEAU	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$h_0(m)$	$\overline{\Delta_K}(m)$	Observation $\Delta_K < \overline{\Delta_K}$
Niveau6	0.0096	5	0.048	0.0395	0.0085	3,06	0,0306	CV
Niveau5	0.0079	5	0.0395	0.0255	0.014	3,06	0,0306	CV
Niveau4	0.0051	5	0.0255	0.0185	0.007	3,06	0,0306	CV
Niveau3	0.0037	5	0.0185	0.012	0.0065	3,06	0,0306	CV
Niveau2	0.0024	5	0.012	0.0065	0.0055	3,06	0,0306	CV
Niveau1	0.0013	5	0.0065	0.0025	0.004	3,06	0,0306	CV
RDC	0.0005	5	0.0025	/	0.0025	4,08	0,0408	CV

- **Conclusion**

Nous constatons que les déplacements inter-étage ne dépassent pas le déplacement admissible donnée par le RPA99/V2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

IV.8 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0,07VT & \text{si } T > 0,7\text{sec} \\ 0 & \text{si } T < 0,7\text{sec} \end{cases}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

T : la période fondamentale de la structure.

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau de plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i, j .

$$\text{Notre cas : } \begin{cases} T_x = 0,579s < 0,7s \\ T_y = 0,579s < 0,7s. \end{cases} \implies \begin{cases} F_{tx} = 0 \text{ KN.} \\ F_{ty} = 0 \text{ KN.} \end{cases}$$

Les résultats des forces sismiques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 13: Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens X-X)

Story	W_i	h_i	$W_i \times h_i$	V_x	$\sum W_i \times h_i$	$(V - F_t)W_i h_i$	F_i
Niveau6	2289.02616	22.44	51365.747	1605.62	273233.874	82473870.7	301.843507
Niveau5	2268.83129	19.38	43969.9504	1605.62	273233.874	70599031.8	258.38316
Niveau4	3475.68104	16.32	56723.1146	1605.62	273233.874	91075767.2	333.325315
Niveau3	3465.40212	13.26	45951.2321	1605.62	273233.874	73780217.3	270.02588
Niveau2	3465.40212	10.2	35347.1016	1605.62	273233.874	56754013.3	207.712215
Niveau1	3502.72721	7.14	25009.4723	1605.62	273233.874	40155708.9	146.964607
RDC	3643.93529	4.08	14867.256	1605.62	273233.874	23871163.6	87.3653153
SOMME							1605.62

Tableau IV- 14: Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur (sens Y-Y)

Story	W _i	h _i	W _i ×h _i	V _y	∑W _i ×h _i	(V – F _t)W _i h _i	F _i
Niveau 6	2289.02616	22.44	51365.74703	1831.28	273233.874	94065065.22	344.2657524
Niveau 5	2268.83129	19.38	43969.9504	1831.28	273233.874	80521290.77	294.6973213
Niveau 4	3475.68104	16.32	56723.11457	1831.28	273233.874	103875905.3	380.1721351
Niveau 3	3465.40212	13.26	45951.23211	1831.28	273233.874	84149572.34	307.9763541
Niveau 2	3465.40212	10.2	35347.10162	1831.28	273233.874	64730440.26	236.9048878
Niveau 1	3502.72721	7.14	25009.47228	1831.28	273233.874	45799346.4	167.6195771
RDC	3643.93529	4.08	14867.25598	1831.28	273233.874	27226108.54	99.64397217
SOMME							1831.28

➤ **Justification vis-à-vis l'effet (P-Δ)**

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K: Le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

Tel que : $P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$

V_K : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : Hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ **Sens X-X « longitudinale »**

Tableau IV- 15: Vérification de l'effet (P-Δ) sens X-X

Story	P _k	Δk _x (m)	h _k (m)	V _{kx}	θ _{kx}	Observation θ _k ≤ 0, 10
Niveau6	2649.42	0.0165	3.06	379.63	0.03763161	cv
Niveau5	5029.13	0.0155	3.06	656.48	0.038804459	cv
Niveau4	8818.39	0.015	3.06	974.07	0.044378127	cv
Niveau3	12462.8	0.014	3.06	1216.58	0.046868555	cv
Niveau2	16107.2	0.013	3.06	1398.52	0.048929784	cv
Niveau1	19833.85	0.01	3.06	1526.97	0.042447791	cv
RDC	23718.1	0.0065	4.08	1605.62	0.023533706	cv

✓ Sens-Y-Y « transversale »

Tableau IV- 16: Vérification de l'effet (P- Δ) sens Y-Y

Story	P_k	Δk_y (m)	h_k (m)	V_{ky}	θ_{ky}	Observation $\theta_K \leq 0,10$
Niveau6	2649.42	0.0085	3.06	473.66	0.015537516	cv
Niveau5	5029.13	0.014	3.06	807.45	0.028495995	cv
Niveau4	8818.39	0.007	3.06	1156.67	0.0174404	cv
Niveau3	12462.8	0.0065	3.06	1419.09	0.018655101	cv
Niveau2	16107.2	0.0055	3.06	1610.84	0.017972517	cv
Niveau1	19833.85	0.004	3.06	1746.76	0.014842681	cv
RDC	23718.1	0.0025	4.08	1831.28	0.007936061	cv

- Conclusion

On remarque que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieures à 0,1 ce qui signifie que l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre ouvrage.

- Vérification au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

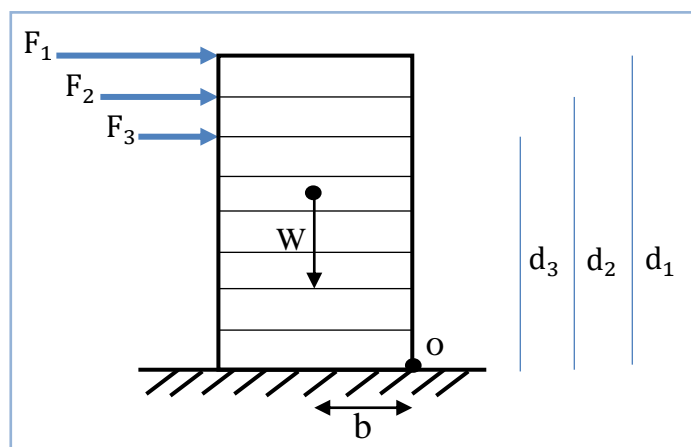


Figure IV- 7: Moment de renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- $M_{\text{renversement}} = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$
- $M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/o} = W_i \times b_i$

F_i : Efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : La hauteur de niveau i mesuré à partir de la base.

b_i : Les points les plus éloigné par apport au centre de gravité pour les deux directions.

W_i : Poids de niveau i.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

Tableau IV- 17: Calcul de moment de renversement sens X-X

NIVEAU	F_{xi} (KN)	d_i (m)	M_r (KN.m) = $d_i \times F_{xi}$
Niveau 6	301.843507	22.44	6773.3683
Niveau 5	258.38316	19.38	5007.4656
Niveau 4	333.325315	16.32	5439.8691
Niveau 3	270.02588	13.26	3580.5432
Niveau 2	207.712215	10.2	2118.6646
Niveau 1	146.964607	7.14	1049.3273
RDC	87.3653153	4.08	356.45049
Somme	1605.62	/	24325.6886

Tableau IV- 18: Calcul de moment de renversement sens Y-Y

NIVEAU	F_{yi} (KN)	d_i (m)	M_r (KN.m) = $d_i \times F_{yi}$
Niveau 6	344.2657524	22.44	7725.32348
Niveau 5	294.6973213	19.38	5711.23409
Niveau 4	380.1721351	16.32	6204.40924
Niveau 3	307.9763541	13.26	4083.76646
Niveau 2	236.9048878	10.2	2416.42986
Niveau 1	167.6195771	7.14	1196.80378
RDC	99.64397217	4.08	406.547406
Somme	1831.28	/	27744.5143

➤ Calcul du centre de gravité de la structure

Tableau IV- 19: Calcul du centre de gravité de torsion

NIVEAU	X _i	Y _i	M _i	M _i × X _i	M _i × y _i	X _G	Y _G
Niveau 6	20.511	5.35	233.336	4785.9547	1248.3476	16.324630	5.321343
Niveau 5	20.586	5.541	231.277	4761.0765	1281.5080		
Niveau 4	15.372	5.273	354.299	5446.2965	1868.2228		
Niveau 3	15.369	5.259	353.252	5429.1299	1857.7522		
Niveau 2	15.369	5.259	353.252	5429.1299	1857.7522		
Niveau 1	15.383	5.254	357.056	5492.6047	1875.9764		
RDC	14.673	5.396	371.451	5450.30199	2004.35014		
Somme			2253.9251	36794.4945	11993.9096		

$$X_G = 5.3213m \quad ; \quad Y_G = 16.3246m$$

$$b_x = L_x - X_G = 32.82 - 16.324 = 16.496 m$$

$$b_y = L_y - Y_G = 11.96 - 5.3213 = 6.638m$$

Tableau IV- 20: Vérification du renversement

Sens	W (KN)	b (cm)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Observation
x-x	23718.1	16.496	157457.350	24325.6886	6.462	>1,5 C.V
y-y	23718.1	6.638	157440.747	27744.5143	5.674	>1,5 C.V

• Conclusion

La condition $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$ est vérifiée dans les deux sens donc notre structure est stable au renversement.

➤ Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/V2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, la vérification s'effectue par la formule suivante :

$$\nu = \frac{N}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximal.

B_c : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

On fait les vérifications pour les poteaux les plus défavorables, et les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau IV- 21: Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B_c (cm ²)	N (KN)	ν	Observation
Niveau 6	35×35	221.08	0.00721	≤ 0.3 C.V
Niveau 5	35×35	420.77	0.01373	≤ 0.3 C.V
Niveau 4	40×40	627.54	0.01568	≤ 0.3 C.V
Niveau 3	40×40	836.38	0.02090	≤ 0.3 C.V
Niveau 2	40×40	1048.35	0.02620	≤ 0.3 C.V
Niveau 1	45×45	1267.96	0.02504	≤ 0.3 C.V
RDC	45×45	1463.54	0.02890	≤ 0.3 C.V

CHAPITRE V :
CALCULE DES ELEMENTS
PRINCIPAUX

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments structuraux devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL91** et le **RPA99/V2003**.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Notre structure est composée de trois éléments structuraux qui sont :

- **Les poteaux** : sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- **Les poutres** : sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- **Les voiles** : sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

✓ **Combinaisons d'actions**

Tableau V- 1: Combinaisons d'actions

		Combinaison d'action	
Situation	durables	ELU	$1,35 G + 1,5 Q$
		ELS	$G + Q$
	Accidentelles		$G + Q \pm E$
			$0,8 G \pm E$

Avec

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort sismique.

✓ Caractéristiques des matériaux

Tableau V- 2: Caractéristiques des matériaux

Matériau	Caractéristique	Situation accidentelle	Situation durable
Béton	γ_b	1,15	1,5
	f_{bu} (MPa)	18,48	14,17
	f_{c28} (MPa)	25	25
Acier	γ_s	1	1,5
	f_e (MPa)	400	400
	σ_s (MPa)	400	348

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher-poutre assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont calculés en flexion composée selon les sollicitations les plus défavorable suivantes :

- N maximale et M correspondant (N_{max} & M_{corr}).
- N minimale et M correspondant (N_{min} & M_{corr}).
- M maximale et N correspondant (N_{corr} & M_{max}).

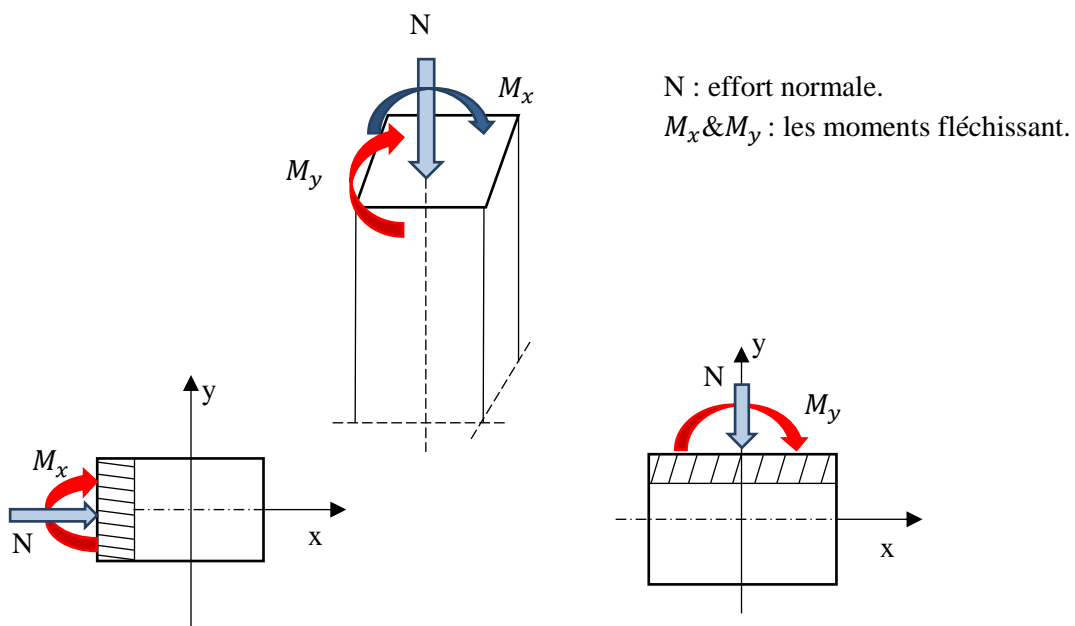


Figure V- 1: Les sollicitations exercées sur le poteau

V.3 Etapes de calcul

V.3.1 Armatures longitudinales

➤ Recommandation de l'RPA99/V2003

D'après le RPA99/V 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité par :

- Le pourcentage minimal est de : 0,8% en zone II_a .
- Le pourcentage maximal est de : 4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de : $\phi_{\min} = 12\text{mm}$.
- la longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ .
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$.

➤ Recommandation de BAEL91

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4 \text{ cm}^2/\text{ml}; \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec : B : section du béton = $b \times h$ ($b=h$ les dimensions du poteau, $d=0,9h$).

➤ Ferrailage minimale d'après CBA93

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\text{CNF}} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le ferrailage des poteaux de notre structure est divisé en zones comme suit :

- **Zone 1** : RDC ; 1^{er} étage (45×45).
- **Zone 2** : 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} étage (40×40).
- **Zone 3** : 5^{ème} ; 6^{ème} (35×35)

Les ferrailages minimaux et maximaux pour chaque zone sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau V- 3: Armatures minimales et maximales pour chaque zone

Zone	Section (cm ²)	BAEL91		CBA9 3	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
1	45×45	4,05	101,25	2,2	16,22	60,75	121,5
2	40×40	4	80	1,74	12,8	48	96
3	35×35	4	61,25	1,33	9,8	36,75	73,5

- Exemple de calcul de ferrailage

Tableau V- 4: calcul de ferrailage

Niveau	N (KN)	M (KN.m)
Zone 1 45×45	N_{max} = -1463,54	M_{cor} = 0,347
	N_{min} = 163,59	M_{cor} = 6,81
	N_{cor} = -811,35	M_{max} = 20,355
Zone 2 40×40	N_{max} = -1048,35	M_{cor} = 7,758
	N_{min} = 23,69	M_{cor} = 13,645
	N_{cor} = -383,44	M_{max} = 17,681
Zone 3 35×35	N_{max} = -420,77	M_{cor} = -11,06
	N_{min} = 13,88	M_{cor} = 1,031
	N_{cor} = -190,71	M_{max} = 29,83

D'après les sollicitations obtenues par ETABS, et à partir de la combinaison la plus défavorable, soit un poteau de zone 1 de section (45×45) cm² dans le niveau 1^{er} étage :

$C=C'=3$ cm; $L = 3.06$ m; $d = 0,9h = 0,405$ m; $f_{c28} = 25$ MPa.

Situation durable à l'ELU (1,35G+1,5Q) :

$N_{max} = -1463,54$ KN $\rightarrow M_{corr} = 0,347$ KN.m

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

Avec :

- $e = e_1 + e_2$; $e_1 = e_0 + e_a$; $e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$; $e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\}$
- $e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$; $l_f = 0,7 \cdot l_0$
- $\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h}$; $\lambda \leq 50$; $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

$\emptyset = 2$ On générale.

- e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_1 : Excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

l_0 : Hauteur totale du Poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

\emptyset : Rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V- 5: Sollicitation corrigées

	l_f (m)	λ	α	e (cm)		N_u (KN)	$M_{u\ corrigé} = N_u \times e$ (KN.m)
				e_1	e_2		
Valeur	2,142	16,49	0,814	0,020	0,012	1463,54	46,83
				0,032			

Si : $\frac{l_f}{h} < \max\left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h}\right)$ \longrightarrow pas de risque de flambement

$4,76 < \max(15 ; 0,89)$ CV, donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$A = (0,337h - 0,81C') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,17 \times 10^3$$

$$A = 365,42 \text{ KN. m.}$$

$$B = N_u(d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot \alpha + M_u \quad ; \quad \alpha = \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,405 - \frac{0,45}{2} = 0,18 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = 46,83 + 1463,54 \times 0,18 = 310,27 \text{ KN. m.}$$

$$B = 1463,54 \times (0,405 - 0,03) - 310,27 = 238,56 \text{ KN. m.}$$

A > B Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f , puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul des armatures En flexion simple**

-Calcul du moment réduit μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{238,56 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14,17} = 0,228$$

$$\mu_{bu} = 0,228 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

- **Calcul de A_s**

$$A_f = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,228}) = 0,328$$

$$Z_b = 40,5(1 - 0,4 \times 0,328) = 35,19 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{238,56 \times 10^6}{351,9 \times 348} = 24,97 \text{ cm}^2.$$

✓ **En flexion composée**

$$A_s = A_f - \frac{N}{f_{ed}} = 24,97 - \frac{1463,54}{348} = 21,06 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion**

$$A_{adoptée} = \max(A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{minRPA})$$

Les résultats de ferrailage longitudinal de tous les poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V- 6: Ferrailages des poteaux

Niveau	S (cm ²)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix	A _{adoptée} (cm ²)
RDC+1 ^{ere}	45×45	ELU	21,06	2.2	16.2	12T16	24,12
		08G+Q	0				
		G+Q±E	M ₂				
M ₃							
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	40×40	ELU	15,64	1.74	12,8	8T16	16,08
		08G+Q	0				
		G+Q±E	M ₂				
M ₃							
5 ^{ème} +6 ^{ème}	35×35	ELU	7,15	1,33	9,8	4T14+4T12	10,68
		08G+Q	0				
		G+Q±E	M ₂				
M ₃							

❖ Choix des armateurs des poteaux

Tableau V- 7: Le choix des armatures

Niveau	Section	A _{S(cal)} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} ZR (cm ²)	A _{max} ZC (cm ²)	choix des armateurs	A _{adop} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	(45 x 45)	21,06	2,2	16,22	121,5	60,75	12T16	24,12
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	(40 x 40)	15,64	1,74	12,8	96	48	8T16	16,08
5 ^{ème} +6 ^{ème}	(35 x 35)	7,15	1,33	9,8	73,5	36,75	4T14+4T12	10 ,68

➤ Longueur de recouvrement

Selon le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement en zone II_a est

de :L_r = 40 Ø

Pour :

T16.....L_r = 64 cm.

T14.....L_r = 56 cm.

T12.....L_r = 48 cm.

✓ **Armatures transversales**

Selon le RPA99/V2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est 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 : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.

$$\rho_a = 2,5 \dots\dots(\lambda_g \geq 5).$$

$$\rho_a = 3,75 \dots\dots(\lambda_g < 5).$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

S_t : Est l'espacement des armatures transversales.

Zone nodale (zoneII) : $S_t \leq \min(10 \times \phi_1; 15\text{cm})$

Zone courante (zoneII) : $S_t \leq 15 \times \phi_1$

Avec ϕ_1 : diamètre minimale des armatures longitudinale

➤ **Espacement des armatures transversales**

D'après les conditions citées avant (étapes de calcul) on a obtenu les résultats présentés ci-dessous :

Tableau V- 8: Espacement des armatures transversales

Zone	ϕ (cm)	S_t (cm)	S_t adoptée (cm)
Nodale	1,2	$S_t \leq 12$	8
Courante	1,2	$S_t \leq 18$	10

V.3.2 Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u \max} = 21,98 \text{ KN} \\ h_t = 0,45 - C - C' = 0,39\text{m} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,45} = 4,76 \text{ Donc: } \lambda_g < 5 \dots\dots \rho_a = 3.75 \end{array} \right.$$

- Dans la zone courante

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 21,98 \times 10^3 \times 100}{390 \times 400} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135°, ayant une longueur de $10 \Phi t = 10 \text{ cm}$.

- Dans la zone nodale

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 21,98 \times 10^3 \times 80}{390 \times 400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135°, ayant une longueur de $10 \Phi t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales**

- D'après RPA99V2003 (Article 7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \% = \begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

On a $3 < \lambda_g = 4,76 < 5$: par interpolation on obtient : $\frac{A_t}{t \cdot b_1} \% \geq 0,4\%$

- ✓ Dans la zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \% \geq 0,4\% \Rightarrow \frac{2,01}{10 \times 45} = 0,446\% > 0,4\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- ✓ Dans la zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \% \geq 0,4\% \Rightarrow \frac{2,01}{8 \times 45} = 0,558\% > 0,4\% \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant

➤ **Zone courante**

Tableau V- 9 : Armature transversales (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S_t (cm)	A_t (cm ²)	λ_g	ρ_a	Choix	A_{ado} (cm ²)	% Cal	% Min	Vérification
45x45	21,98	10	0,52	4,76	3,75	4HA8	2,01	0,446	0,4	CV
40x40	12,94	10	0,31	5,35	2,5	4HA8	2,01	0,502	0,4	CV
35x35	12,72	10	0,30	6,12	2,5	4HA8	2,01	0,574	0,3	CV

➤ Zone nodale

Tableau V- 10: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	Choix	A _{ado} (cm ²)	% Cal	% Min	Vérification
45x45	25,55	8	0,49	4,76	3,75	4HA8	2,01	0,87	0,4	CV
40x40	18,25	8	0,23	5,35	2,5	4HA8	2,01	0,98	0,4	CV
35x35	5,94	8	0,07	6,12	2,5	4HA8	2,01	0,71	0,3	CV

V.3.2.1 Vérifications

➤ A l'ELU

V.3.3 Vérification du poteau à l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

La combinaison (ELU) donne l'effort tranchant max :

V_{u max} = 21,98 KN.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21,98 \times 10^3}{450 \times 405} = 0,12 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

τ_u = 0,12 MPa < τ̄_u = 3,33 MPaCondition Vérifiée.

V.3.4 Vérification au cisaillement (contraintes tangentielles) (RPA2003 Art 7.4.3.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21,98 \times 10^3}{450 \times 405} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : ρ_d = $\begin{cases} 0,075 \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$$\lambda_g = \min \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right) = \min \left(\frac{2,241}{0,45} ; \frac{2,241}{0,45} \right) = 4,76$$

λ_g = 4,76 < 5 Donc : ρ_d = 0,04

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

τ_u = 0,12 MPa < τ̄_{bu} = 1 MPaCondition Vérifiée

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V- 11: Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant

Section	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
45x50	21,98	0,12	4,76	1	3,33	CV
40x45	12,94	0,09	5,35	1,875	3,33	CV
35x35	12,72	0,08	6,12	1,875	3,33	CV

➤ A P'ELS

Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa.

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

$$Et : I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

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

Tableau V- 12: Vérification des contraintes

Zone	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	15,72	30930,765	18,84	0,95	15	Vérifiée
2	14,58	23222,008	18,37	1,15	15	Vérifiée
3	9,77	80460,05	13,01	1,57	15	Vérifiée

Vérification de l'effort normale ultime

Selon le **CBA93 [art B.8.4.1]**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc il faut vérifier :
$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0,7.l_0 \dots \dots$ longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{a \times b^2}{12} \dots \dots$$
 rayon de giration.

$$B_r = (a - C). (b - C')$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V- 13: Vérification de l'effort normale ultime

Zone	Section	λ	α	N_u (KN)	$N \text{ max}$ (KN)	Observation
1	45x45	15,38	0,818	6594,98	1463,54	CV
2	40x40	17,15	0,811	5418,57	1048,35	CV
3	35x35	11,05	0,833	2011,67	420,77	CV

V.4 Schémas de ferrailage des poteaux

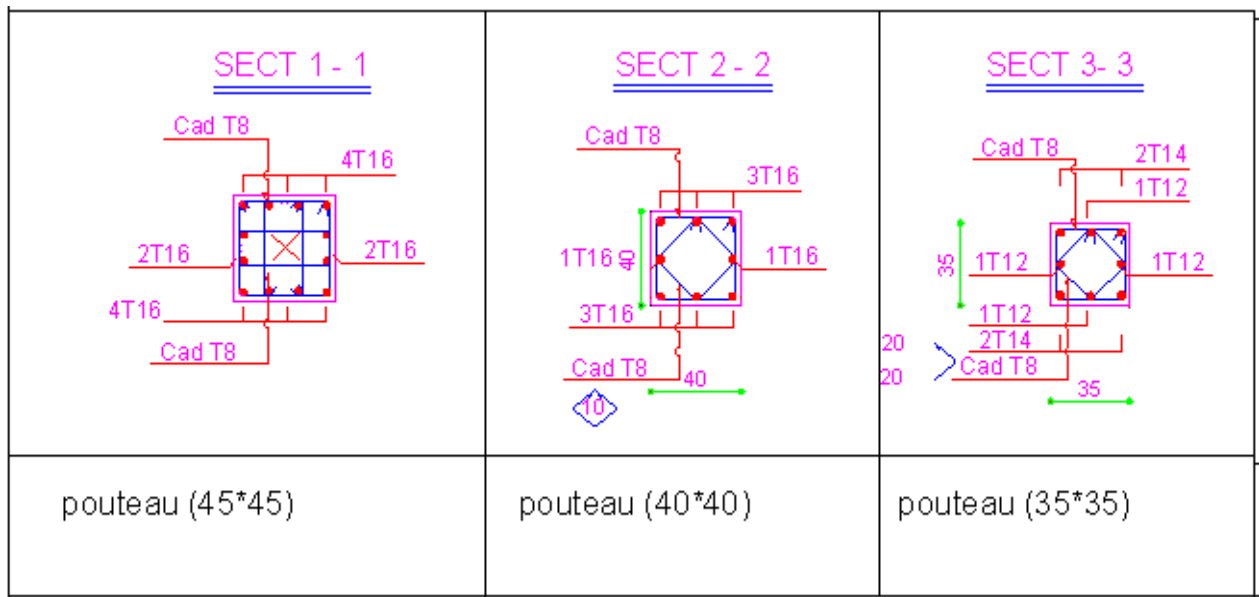


Figure V- 2: Schémas de ferrailage des poteaux

V.5 FERRAILLAGE DES POUTRES

V.5.1 Introduction

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V 2003 et le BAEL 91 :

- ✓ 1,35G + 1,5Q
- ✓ G + Q
- ✓ G + Q ± E
- ✓ 0,8G ± E

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone II_a

- Poutres principales : (b, h) = (30x40).
- Poutres secondaires : (b, h) = (30x35).

V.5.2 Etape de calcul

➤ **Recommandation du RPA99/V03 en zone II_a : (Art 7.5.2)**

❖ **Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0,5\% b.h$.

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% $\Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h$ en zone courante.

6% $\Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

❖ **Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003.S_t b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_{\min} \right) \dots \dots \text{dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

- La valeur du diamètre ϕ_1 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.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Recommandation du BAEL 91**

❖ **Armatures longitudinales**

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

- L'espace S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{(ARTA. 4. 2. 5)}.$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \dots \dots \dots \text{(ARTA. 4. 2. 5)}.$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \dots \dots \dots \text{(ARTA. 4. 2. 5)}.$$

❖ **Armatures transversales :**

Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos\alpha + \sin\alpha) \cdot 0,9 \cdot f_e / \gamma_s} \text{ Avec : } A_t \text{ droites } \alpha = 90^\circ \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{si fissuration tr\`es nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k = 1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min\{f_{tj} ; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa.}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj}^*}{0,9 \cdot f_e / \gamma_s}$

▪ **Section minimale d'armature d'âme**

Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\}$

Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\}$

Espace maximale : $S_{t \max} = \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$

V.5.3 . Exemple de calcul de ferrailage

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

- ❖ **Armatures longitudinales**
- ✓ **Poutres porteuses (poutres principales 30x40)**
 - **En travée (sous la combinaison 1,35G + 1,5Q)**

On a: $M_{u\max} = 84,07 \text{ KN.m}$

- **Calcul du moment réduit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{84,07 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,152$$

$\mu_{bu} = 0,152 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0$ Section simplement armée.

Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,152}) = 0,208.$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,208) = 330,04 \text{ mm.}$$

$$A_s^a = \frac{84,07 \times 10^6}{330,04 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2.$$

- **En appuis :**

Sous la combinaison accidentelle G+Q±E

On a: $M_{a\max} = 115,01 \text{ KN.m}$

- **Calcul du moment réduit « μ_{bu} »**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{115,01 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,208$$

$\mu_{bu} = 0,208 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0$ Section simplement armée

- **Calcul de A_s**

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,208}) = 0,295$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,295) = 317,73 \text{ mm}$$

$$A_s^t = \frac{115,01 \times 10^6}{317,3 \times 348} = 10,41 \text{ cm}^2.$$

Sous la combinaison accidentelle 0,8G±E

On a : $M_{a \max} = 114,35 \text{ m}$

- Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{114,35 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,209$$

$\mu_{bu} = 0,209 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0$ Section simplement armée

- Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,209}) = 0,296$$

$$Z_b = 360(1 - 0,4 \times 0,296) = 317,37 \text{ mm}.$$

$$A_s^a = \frac{114,35 \times 10^6}{317,37 \times 348} = 10,49 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$$A_{s \text{ rpamin}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ rpamax}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ rpamax}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone recouvrement.}$$

❖ Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t > A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

✓ Poutres Secondaires (30x35)

➤ En travée (sous la combinaison 1,35G + 1,5Q)

On a : $M_{u \max} = 17,18 \text{ KN.m}$

- Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,18 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,040$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

- Calcul de A_s

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040}) = 0,0510$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,051) = 308,574 \text{ mm.}$$

$$A_s^t = \frac{17,18 \times 10^6}{308,574 \times 348} = 1,6 \text{ cm}^2$$

- En appuis

Sous la combinaison accidentelle G+Q±E

$$\text{On a: } M_{a \max} = -84,804 \text{ KN.}$$

- Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{84,804 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,201$$

$$\mu_{bu} = 0,201 < \mu_l = 0,392 A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

- Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,201}) = 0,283$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,283) = 279,342 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{84,804 \times 10^6}{279,342 \times 348} = 8,72 \text{ cm}^2$$

Sous la combinaison accidentelle 0,8G±E

$$\text{On a: } M_{a \max} = -82,417 \text{ KN. m}$$

- Calcul du moment réduit « μ_{bu} »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{82,417 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,195$$

$$\mu_{bu} = 0,195 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0 \text{ Section simplement armée.}$$

- Calcul de A_s

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,195}) = 0,273$$

$$Z_b = 315(1 - 0,4 \times 0,273) = 280,602 \text{ mm}$$

$$A_s^a = \frac{82,417 \times 10^6}{280,602 \times 348} = 8,44 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$$A_s \text{ RPA}_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone courante.}$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone recouvrement.}$$

❖ Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

❖ Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$$A_s \text{ rpamin} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ rpamax} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone courante.}$$

$$A_s \text{ rpamax} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Zone recouvrement.}$$

❖ Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

V.5.4 Ferrailage longitudinal des poutres

Le résultat de ferrailage longitudinal des poutres est résumé ci-dessus :

V.5.4.1 Poutres principales (30x40)

Tableau V- 14: Sollicitations de calcul des poutres principales (30x40)

	localisation		M_{max} (KN. m)	combinaison
Poutre principales (30x40)	Sur appui	Sup	-84,804	G+Q-E
		Inf	82,417	0,8G+E
	En travée		17,18	1,35G+1,5Q

Tableau V- 15: Ferrailage de poutres principales (30x40)

Section des poutres	localisation	A_s calculé (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Choix	$A_{adopté}$ (cm^2)
Poutres (30x40)	Sur appuis	6,98	54	6	3T16+3T14	10.65
	Sur travée	3,62			3T14	4.62

V.5.4.2 Poutres secondaires (30x35)

Tableau V- 16 : Sollicitations de calcul des poutres secondaires (30x35)

	localisation		M_{max} (KN. m)	combinaison
Poutre principales (30x35)	Sur appui	Sup	-84,804	G+Q-E
		Inf	82,417	0,8G+E
	En travée		17,18	1,35G+1,5Q

Tableau V- 17: Ferrailage de poutres secondaires (30x35)

Section des poutres	localisation	As calculé (cm ²)	Amax (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix	Aadopté (cm ²)
Poutre (30x35)	Sur appuis	7,22	48	5.25	3T14+3T12	8.01
	Sur travée	3,63			3T14	4.62

❖ **Armatures transversales**

Le ferrailage transversal se fait avec l’effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

a. Poutres principales

➤ **Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4)**

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec : **b** : largeur de la poutre

S_t : l’espacement des cours d’armatures transversales : $S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm})$

Donc : $S_t \leq \min (32,4 ; 40\text{cm}) = 40$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2.$$

- Diamètre des armatures d’âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{1\text{min}} \right\} \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 11 \text{ mm}$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$.

➤ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.

L’espacement maximal

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varphi_1) = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante.}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_{t\text{adopte}} = \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}}) \dots \dots \dots S_t = 10 \text{ cm.}$

- En zone courante: $S_{t\text{adopte}} = \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}}) \dots \dots \dots S_t = 20 \text{ cm.}$

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8 avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «**HA8**»

❖ **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement en zone II_a est de :

$$L_r = 40\phi.$$

Pour :

HA16..... $L_r = 80 \text{ cm.}$

HA14..... $L_r = 64 \text{ cm.}$

❖ **Vérification**

✓ **Vérification au cisaillement**

La contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$

La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{situation durable.}$$

Tableau V- 18: Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPα)	$\bar{\tau}_u$ (MPα)	Observation
Poutre principale	30 x 40	119,83	1,11	3,33	C V
Poutre secondaire	30 x 35	83,03	0,87	3,33	C V

✓ **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

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

Et : $I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 + \eta A'_s(y - d')^2$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Résumé des résultats

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

Poutres principales (30×40)

Tableau V- 19: Vérification des contraintes des poutres principales

	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.
PP	Appuis	42,74	22,71	19,41	166883,258	4,97	15	CV
	Travée	36,88	6,03	12,02	69378,941	6,39	15	CV

Poutres secondaires (30×35)

Tableau V- 20: Vérification des contraintes des poutres secondaires

	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
PS	Appuis	25,75	19,76	16,96	111541,55	3,91	15	CV
	Travée	24,08	6,03	11,09	111541,55	5,2	15	CV

❖ **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier : Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2$
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3$

Avec :

l : portée de la travée entre nus d'appuis.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : Moment statique.

A_s : Section d'armatures tendue.

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V- 21: Vérification de la flèche

Poutre	L (m)	h (cm)	M_t (MPa)	M_0 (MPa)	A_s (cm ²)	Observations		
						Cond 1	Cond 2	Cond 3
PP	3,40	40	43,57	50,8	6,03	CV	CV	CV
PS	3,25	35	24,08	26,41	6,03	CV	CV	CV

V.5.5 Schémas de ferrailage des poutres

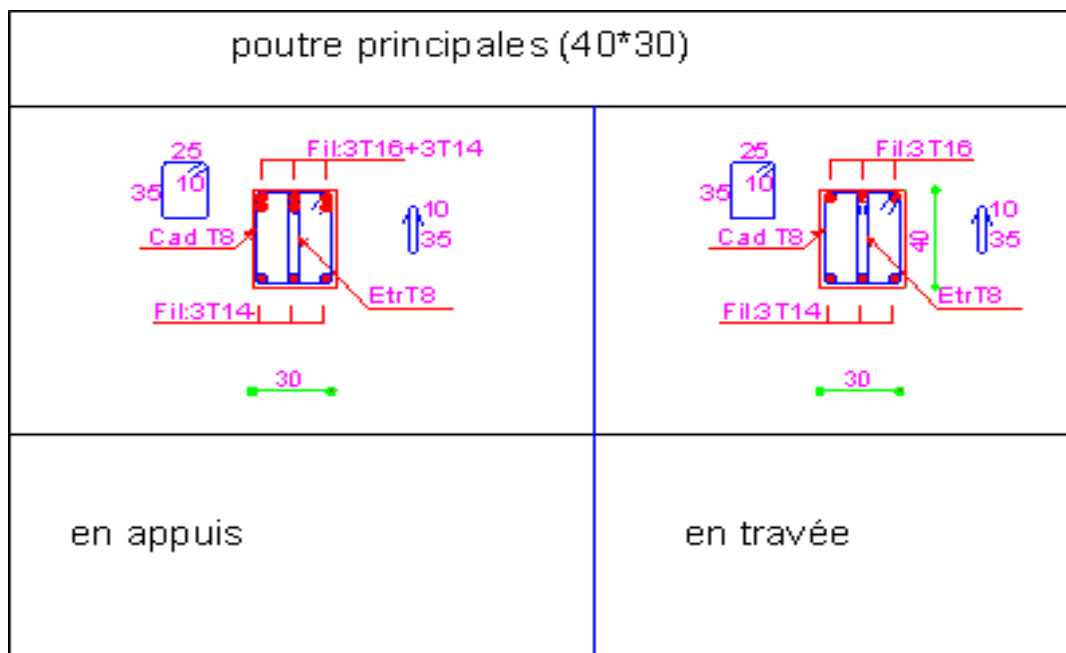


Figure V- 3: Schéma de ferrailage des poutres

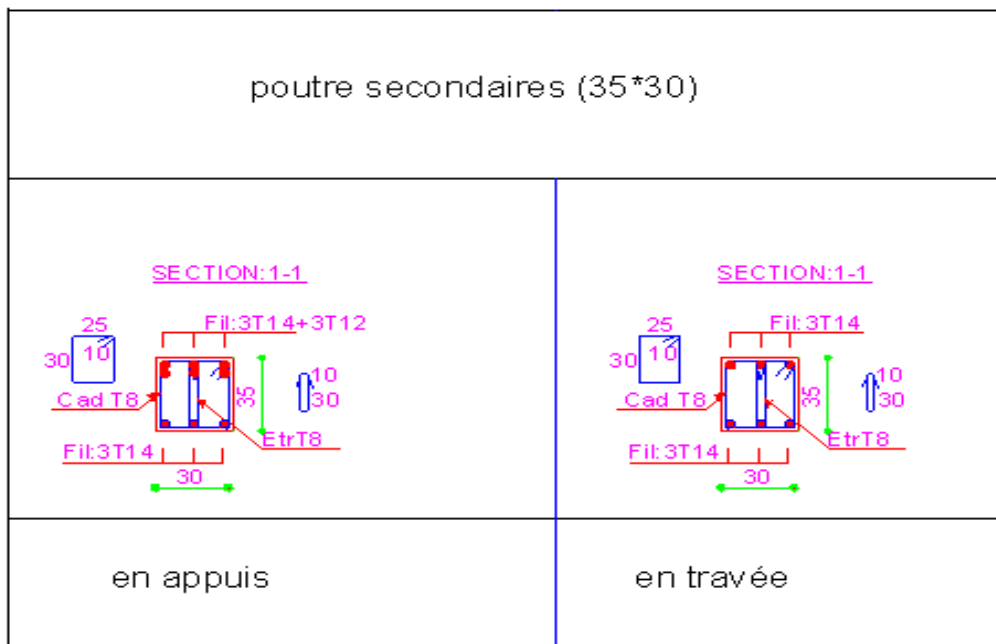


Figure V- 4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire

V.6 Etude des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

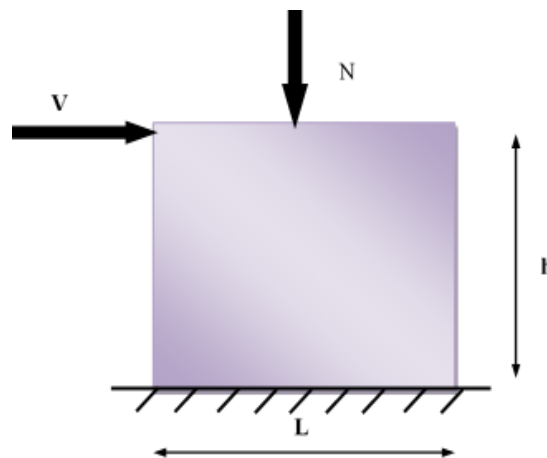


Figure V- 5: Les sollicitations exercées sur les voiles

➤ Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

➤ Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

❖ Le BAEL 91

Etat limite de service : $G + Q$.

Etat limite ultime : $1.35 G + 1.5 Q$

❖ Selon le RPA 99 révisé 2003

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

V.6.1 Procédure de ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon RPA/V2003 sous les sollicitations suivantes :

- $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$.
- $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$.
- $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$.

V.6.1.1 Prescriptions imposées le RPA99 (art A-7-7-4-1)

✓ Aciers verticaux

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0,20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit : En zone courante.....0,1 %.

Globalement dans la section du voile.....0,15 %.

- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5e$ avec (e : épaisseur du voile).

$S \leq 30$ cm.

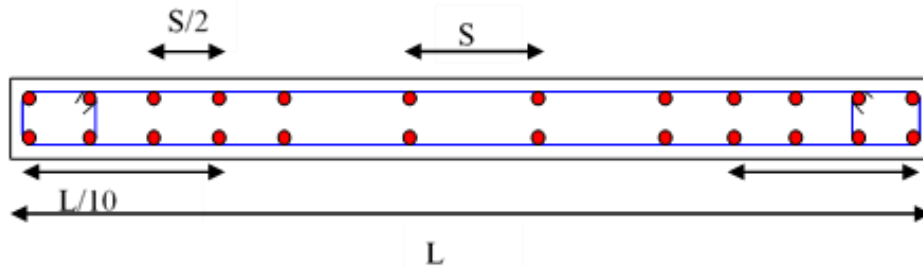


Figure V- 6: Disposition des armatures verticales dans le voile

✓ **Aciers horizontaux**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

✓ **Aciers transversaux**

Les armateurs transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$S \leq 1,5 \times e$ Article 7.7.4.3 RPA ; e : épaisseur du voile.

$S \leq 30$ cm

- b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- c) 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.

- d) 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.

V.7 Méthode de calcul

Le ferrailage d'un voile consiste à la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme. Pour cela on a divisé la structure en trois (3) zones de calcul :

Zone 1 : RDC, 1^{er} étage.

Zone 2 : 2^{ème} étage, 3^{ème} étage et 4^{ème} étage.

Zone 3 : 5^{ème} étage, 6^{ème} étage.

Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{M}{\Omega} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{\Omega} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile

V : Bras de levier, sachant que $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : moment d'inertie

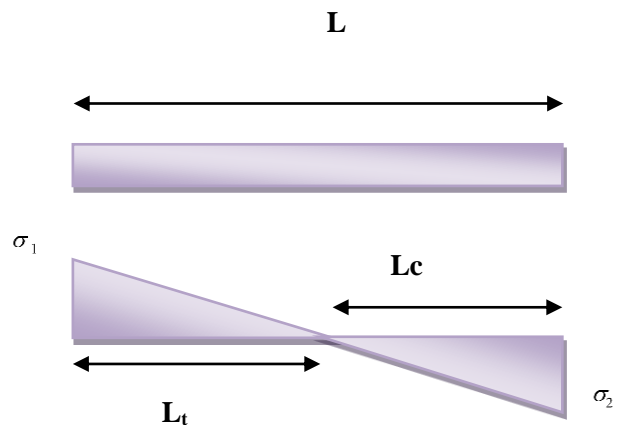


Figure V- 7: Détermination des contraintes

- **Calcul de L_t (longueur de la section tendue)**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

- **Calcul de Force**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e$$

- **Calcul des armatures verticales**

$$A_V = \frac{F}{f_e}$$

✓ **Armatures minimales de RPA 99**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) : $A_{minRPA} = 0,20\% \times b \times L_t$

b : épaisseur du voile

a. Dans la section du voile courante $A_{min} = 0,15\% \times b \times L$

b. Dans la zone courante $A_{min} = 0,10\% \times b \times L_{courante}$

➤ **Ferraillage minimal (BAEL91)**

a. Section entièrement tendue (SET) : $A_{min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B\right)$

b. Section partiellement comprimée (SPC) : $A_{min} \geq \max\left(0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B\right)$

➤ **Les potelets**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

➤ **Ferraillage horizontal 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% (Art 7.7.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{cal} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile

b₀ : épaisseur de voile

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

➤ **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e}$$

Avec : $S_t \leq \min (1,5a ; 30 \text{ cm})$.

- $k = 0$ 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 les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a la reprise de bétonnage, donc on prend : $k=0$.

➤ **Armatures horizontales**

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% \text{ b.h.}$$

V.7.1.1 Exemple de calcul de ferrailage

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile le plus sollicitées V1 (L=5 m)

❖ **Détermination des sollicitations**

On prend dans notre cas : $N_{max} = -1127,81 \text{ KN}$; $M_{corr} = 40,019 \text{ KN.m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3^3}{12} = 2,08 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,2 \times 5 = 1 \text{ m}^2.$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m}^2$$

a. **Armatures verticales**

❖ **Calcul les sollicitations**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{-1127,81}{1} + \frac{40,019 \times 2,5}{2,08} = 1079,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{-1127,81}{1} - \frac{40,019 \times 2,5}{2,08} = -1175,91 \text{ KN/m}^2$$

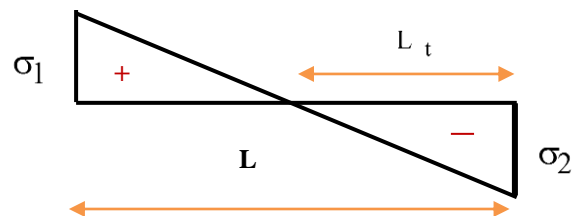


Figure V- 8: la sollicitation des armatures verticales.

Donc la section est **partiellement comprimée**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{1175,91}{1079,71 + 1175,91} \times 5 = 2,60 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = \frac{1175,91 \times 2,60}{2} \times 0,2 = 305,73 \text{ KN}$$

$$A_V = \frac{F}{f_e} = \frac{305,74 \times 10^3}{400} = \mathbf{7,64 \text{ cm}^2}$$

❖ **Armatures minimales de RPA 99**

$$A_{\min} = 0,20\% \times b \times L_t = 0,002 \times 20 \times 260 = \mathbf{10,4 \text{ cm}^2}$$

❖ **Armatures minimales de (BAEL91)**

$$A_{\min} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{52,5 \text{ cm}^2}$$

❖ **Armatures de coutures**

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4V = 1,4 \times 386,92 = 541,688 \text{ KN}$$

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{541,688 \times 10^3}{400} = \mathbf{14,89 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc : } A_{s \text{ cal}} = A_{VJ} + A_V = 12,25 + 7,64 = \mathbf{19,89 \text{ cm}^2}.$$

La section d'armature verticale adoptée :

$$A_{\text{adoptée}} = \max(A_{\min \text{ RPA}}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{s \text{ cal}}) = \max(10,4 ; 52,5 ; 19,89)$$

$$A_{\text{adoptée}} = \mathbf{52,5 \text{ cm}^2}$$

On adopte comme ferrailage verticale **2(6HA16 + 10HA14)** par nappe sur toute la longueur tendue de voile.

$$\text{Donc : } A_s = \mathbf{54,9 \text{ cm}^2}.$$

❖ **La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003**

✓ **Zone d'about**

$$\frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \quad \text{Avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante**

$$L - 2(L/10) = 500 - 2(50) = 400 \text{ Avec } S_t = 40 \text{ cm.}$$

b. Armature horizontale

D'après le BAEL91 : $A_H = A_V / 4 = 52,5 / 4 = 13,12 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : globalement dans la section du voile

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 20 \times 400 = 12 \text{ cm}^2$$

Soit donc : $A_H = \max [\text{RPA/V2003} ; \text{BAEL}] = 12 \text{ cm}^2$

$$A_H = 17\text{HA}10 = 13,35 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Avec : un espacement : $S_H = 15 \text{ cm}$

c. Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) Epingles au mètre carré, soit : **4HA8**

❖ **Vérifications**

➤ **A l'ELU**

✓ **Vérification au cisaillement**

- **Selon le RPA**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à

$$\tau_{\text{adm}} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 468,94 \text{ KN}$.

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b \cdot d} = 1,4 \times \frac{468,94 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,9 \times 5)} = 0,729 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$ condition vérifiée

Selon le BAEL

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{468,94 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,9 \times 5)} = 0,521 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{-1127,81 \times 10^3}{200 \times 5000 + (15 \times 52,5 \times 10^2)} = 1,045 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux ci-dessus :

On a calculé les voiles, on a choisi le voile le plus sollicité dans le cas le plus défavorables.

V.7.1.2 Résultats des ferrillages : Voile1 (L=5 m)

Tableau V- 22: Résultats des ferrillages du voile 1 (L=5 m).

Les sollicitations				Choix des barres/face (A_v)					Choix des barres/face (A_h)			
Zone	L_t (m)	N (KN)	M (KN.m)	A_{vcal} (cm ²)	$A_{v\ min}$ (cm ²)	$A_{v\ about}$ (cm ²)	S_t (cm)	A_{ado} (cm ²)/ face	A_h (cm ²)/ face	A_{min} (cm ²)/ face	$S_{t\ h}$ (cm)	A_{ado} (cm ²)/ face
1	2,04	-1127,8	40,019	19,89	52,5	12T16 + 20 T14	15	54,9	13,12	12	20	8 HA16
2	0,64	-711,08	26,408	3,5	10,21	6T16	15	12,06	0,88	12	20	8 HA16
3	0,22	-257,89	45,37	2,21	5,49	4T16	15	8,04	0,55	12	20	8 HA16

V.7.1.3 Résultats des vérifications

Voile 1 (L=5 m)

Tableau V- 23: Résultats des vérifications du voile 1 (L=5 m)

Zone	V_u (KN)	RPA		BAEL		N_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
		τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)				
1	468,94	0,72	5	0,52	3,26	822,57	1,04	15	CV
2	273,59	0,75	5	0,53	3,26	726,48	1,23	15	CV
3	183,43	0,50	5	0,35	3,26	515,76	0,86	15	CV

V.7.1.4 Schémas de ferrailrages des voiles

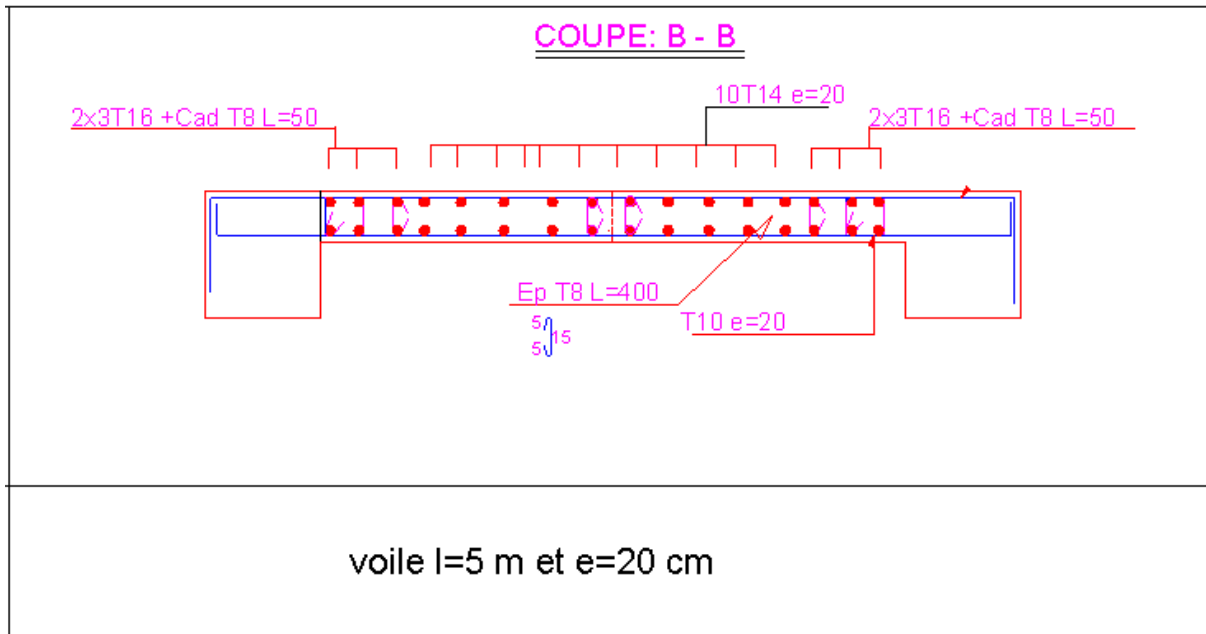


Figure V- 9: Schéma de ferraillage de voile1 (L=5 m)

CHAPITRE VI :
ETUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charge qu'ils support sur le sol ou dans le sol suivant l'importance de charge et la résistance du terrain

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général)
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.3 Les différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations :

✓ **Les fondations superficielles** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).

✓ **Les fondations profondes** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).

✓ **Les fondations spéciales** : on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

✓ **Les fondations surfaciques ou radier**

Il existe quatre (04) types de radiers :

- Le radier dalle pleine (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteau.
- Le radier voûte.

VI.4 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- Stabilité de l’ouvrage (rigidité).
- Facilité d’exécution (coffrage).
- Économie.

Pour notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles isolées, filantes et radier général.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu’on comparera à la surface totale du bâtiment.

Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{la surface des semelles}}{\text{la surface du bâtiment}} \leq 50\%$$

Le risque de chevauchement est écarté.

Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VI.5 Caractéristiques du sol

- La nature de sol : c’est un sol meuble (catégorie)
- Profondeur d’ancrage est de 3.6m
- La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 2t/m^2 = 200 \text{ KN}/m^2$).

➤ Les poteaux

Tableau VI- 1 : Caractéristiques des poteaux

Semelles	N_u (KN)	$S=N_u / \bar{\sigma}_{sol}(m^2)$	Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol}(m^2)$
C2	- 488.37	-2.44185	C19	-1354.17	-6.770
C3	- 454.2	-2.27	C20	-1405.04	-7.0252
C4	-383.72	-1.9186	C21	-233.22	-1.166
C5	-304.54	-1.5227	C22	-309	-1.545
C6	-528.61	-2.64305	C23	-342.04	-1.710
C7	-975.85	-4.879	C24	-514.69	-2.573
C8	-896.37	-4.481	C25	-900.06	-4.50
C9	-1235.35	-6.176	C26	-1154.43	-5.772
C11	-876.81	-4.384	C27	-765.51	-3.827
C12	-1431.63	-7.158	C28	-952.57	-4.762
C13	-1048.23	-5.241	C29	-418.26	-2.09
C14	-586.02	-2.930	C45	-246.33	-1.231
C15	-1237.44	-6.187	C46	-501.44	-2.507

C16	-1351.78	-6.7589	C47	-681.7	-3.408
C17	-1463.54	-7.317	C48	-521.49	-2.607
C18	-376.87	-1.884	/	/	/
TOTAL				-23562.41	-119.6862

➤ **Les voiles**

Tableau VI- 2: Caractéristiques des voiles

Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol} (m^2)$
V1	4553.37	22.766
V2	3628.51	18.142
V3	3301.27	16.506
P1	1127.81	5.639
P2	366.64	1.83
TOTAL	6488.8	64.88

Donc :

Nous avons une surface globale :

$$S_b = 280.43 \text{ m}^2$$

$$\text{Et : } S_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = 119.68 + 64.88 = 184.569 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{184.569}{280.43} = 0,658 \longrightarrow \frac{S_s}{S_b} = 65.8 \%$$

Donc : $\frac{S_s}{S_b} < 50 \%$ **Condition non vérifiée.**

➤ **Conclusion**

La surface totale des semelles occupe de **65.8 %** du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- Augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

VI.6 Radier général

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

VI.6.1 Etude d'un radier

VI.6.1.1 Pré-dimensionnement du radier

➤ L'épaisseur du radier

L'épaisseur minimale h_{\min} du radier doit avoir au minimum 25 cm .

$$h_{\min} = 25\text{cm}$$

➤ Condition forfaitaire

L'épaisseur de radier h_r doit satisfaire les conditions suivants :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La distance maximale entre deux files successives est de : 445 cm.

$$55.625 \leq h_r \leq 89$$

➤ Condition de rigidité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_S b}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_e : Longueur élastique (hauteur du libage).

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles.

E : Module d'élasticité.

I : Inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K_S : Coefficient de raideur du sol : $K_S = 4000 \text{ t/m}^3 \dots \dots \dots$ mauvais sol.

b : Largeur du radier

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48kL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.45 \text{ m}$$

$$E = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$K = 40000 \text{ kN/m}^3$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4.45^4}{32164,195 \times \pi^4}} = \mathbf{0,62m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **65 cm**.

VI.6.1.2 La surface minimale du radier

Pour la détermination de la surface de radier il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma_{\text{adm}}} ; \text{ avec : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{\text{adm}}}}$$

$$\text{Avec : } N_u = 23562.41 \text{ KN} ; N_{\text{ser}} = 17445.67 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{\text{adm}}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \frac{N_u}{\overline{\sigma_{\text{adm}}}} = \frac{23562.41}{200} = \mathbf{117.812 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{rad}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\overline{\sigma_{\text{adm}}}} = \frac{17445.67}{200} = \mathbf{87.228 \text{ m}^2}$$

$$\text{On a : } S_{\text{bat}} = \mathbf{280.43 \text{ m}^2}$$

La surface totale de bâtiment par conséquent est supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (D) minimum.

➤ Calcul de débordement (D)

$$D \geq \left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right) = \left(\frac{65}{2}, 30\text{cm}\right) = \mathbf{32,5 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{On prend : } D = \mathbf{35 \text{ cm}}$$

$$D'ou : S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times P$$

S_{rad} : Surface de radier.

S_{bat} : Surface totale de bâtiment.

P : Périmètre de bâtiment.

$$S_{\text{rad}} = 280,43 + 0,35 \times 76,80 = \mathbf{307,31 \text{ m}^2}$$

VI.6.1.3 Les Vérifications du radier

- **Condition au poinçonnement (art A.5.2.4) CBA93**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile et le poteau les plus sollicités, cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : La charge de calcul vis à vis de l'état limite.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

h : L'épaisseur totale de la radier.

✓ **Sous voile**

On fait cette vérification dans l'élément le plus sollicité soit le voile $V_Y(L = 5m)$

$N_u = 4553.37 \text{ KN}; \quad L = 5 \text{ m}$

$\mu_c = 2(L + b + 2 h_{rad})$

$\mu_c = 2(5 + 0,2 + 2 \times 0,65) = 13 \text{ m}$

$h \geq \frac{4553.37}{0,045 \times 13 \times \left(\frac{25}{1,5}\right)} \times 10^{-3} = 0,467 \text{ m}$

$h \geq 0,467 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

✓ **Sous les poteaux**

$N_u = 1463.54 \text{ KN}$

$\mu_c = 2(a + b + 2 h_{rad})$

$\mu_c = 2(0,45 + 0,45 + 2 \times 0,65) = 4,4 \text{ m}$

$h \geq \frac{1463.54}{0,045 \times 4,4 \times \left(\frac{25}{1,5}\right)} \times 10^{-3} = 0,443 \text{ m}$

$h \geq 0,443 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

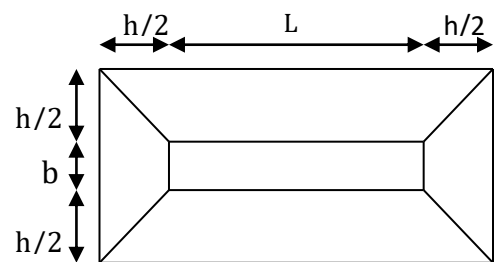


Figure VI- 1: Radier sous voile

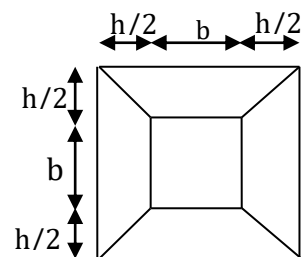


Figure VI- 2: Radier sous poteau

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1,5 ; d = 0,9 h_r = 0,585 \text{ m} ; b = 1,15 \text{ m}$$

L_{\max} : La plus grande portée de la dalle $L_{\max} = 4,45 \text{ m}$.

$$V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} ; q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

$$V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

On a: $N_u = 35652.604 \text{ KN}$

$$V_u = \frac{35652.604}{307,31} \times \frac{4,45}{2} = 258.134 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{258.134}{1,15 \times 0,585} \times 10^{-3} = 0,383 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,383 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- Caractéristiques géométriques du radier

✓ Centre de gravité du radier

$$X_{G \text{ rad}} = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 16,87 \text{ m} ; Y_{G \text{ rad}} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5,83 \text{ m}$$

✓ Moment d'inertie

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I = (I_i + S_i D_i^2)$$

Avec:

I_i : Moment d'inertie du panneau (i).

S_i : Aire du panneau considéré (i).

D_i : Distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$I_{XX \text{ rad}} = 2349,937 \text{ m}^4 ; I_{YY \text{ rad}} = 2029,188 \text{ m}^4$$

➤ Centre de masse de la structure

$$X_{G \text{ str}} = 16,32 \text{ m} ; Y_{G \text{ str}} = 5,32 \text{ m}$$

✓ L'excentricité

$$e_x = |X_{G_{rad}} - X_{G_{str}}| = 0,55 \text{ m} \quad ; \quad e_y = |Y_{G_{rad}} - Y_{G_{str}}| = 0,51 \text{ m}$$

- Vérification de la contrainte normale

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5\sigma_{adm}$

$$\text{avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N: Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

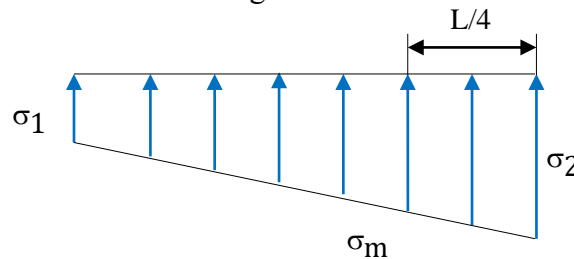


Figure VI- 3: Diagramme des contraintes

En résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI- 3: Vérification des contraintes

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	23562.41	23562.41	17445.67	17445.67
e (m)	0,55	0,51	0,55	0,51
S (m²)	307.31	307.31	307.31	307.31
M (KN.m)	26250,88	13201,27	20243,44	9755,02
V (m)	16,87	5,83	16,87	5,83
I (m⁴)	2349.937	2029.188	2349.937	2029.188
σ_1(KN/m²)	265.12596	114.60128	202.09492	84.795822
σ_2(KN/m²)	-111.7798	38.744921	-88.55699	28.742104
σ_{moy}(KN/m²)	170.899528	95.637188	129.43194	70.782393
σ_{adm}(KN/m²)	200	200	200	200
Observation	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

On remarque que la contrainte moyenne du radier est inférieure à la contrainte admissible de sol donc la condition de contrainte est vérifiée.

VI.7 Vérification de la stabilité au renversement (art 10.1.5 de RPA99/version 2003)

D'après RPA99/version 2003 le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: moment dû au séisme.

N: charge verticale permanente.

✓ Sens longitudinal

$$M_x = 12406.936 \text{ KN.m} ; N = 23562.41 \text{ KN}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{12406.936}{23562.41} = 0.527 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{4} = 8.205 \text{ m}$$

$$e_x = 0.527 \text{ m} < \frac{L_x}{4} = 8.205 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal

$$M_y = 37497.2181 \text{ KN.m} ; N = 23562.41 \text{ KN}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{37497.2181}{23562.41} = 1.59 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{4} = 2,99 \text{ m} .$$

$$e_y = 1.59 \text{ m} < \frac{L_y}{4} = 2,99 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.7.1 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous-pression hydrostatique, on doit vérifier : $w \geq \alpha \cdot h \cdot \gamma \cdot S$

Avec :

w : Poids totale du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement : ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau : $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

h : Profondeur de l'infrastructure : $h = 2.65 \text{ m}$

S : Surface du radier : $S_{\text{rad}} = 307,31 \text{ m}^2$

$$w \geq \alpha \cdot h \cdot \gamma \cdot S = 1.5 \times 2.65 \times 10 \times 307.31 = 12215.57 \text{ KN}$$

On a: $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$

Avec :

Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G(\text{dalle}) + G(\text{nervure})$$

$$G_{\text{rad}} = (S_{\text{rad}} \times h_d \times 25) + 0$$

$$G_{\text{rad}} = (307,31 \times 0,25 \times 25) = 1920.687 \text{ KN}$$

$$W = 36618.99 + 1920.687 = 38539.677 \text{ KN} > 12215,57 \text{ KN}$$

$$W \geq \alpha \cdot h \cdot \gamma \cdot S \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.8 Ferrailage du radier (panneau)

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, Émergé en eau douce.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91/mod 99.

- Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour la valeur de α tel que : $\alpha = \frac{I_x}{I_y}$

1^{er} cas : si $0 < \alpha < 0,4$ la dalle porte sur un seul sens.

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_{0X} = \frac{q l^2}{8}$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_{0Y} = 0$$

2^{eme} cas : $0,4 < \alpha < 1$ la dalle porte sur les deux sens.

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_{0X} = \mu_X \times q \times l_X^2.$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X}.$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

✓ Pour un panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée : } M_{TX} = 0,75M_{0X} ; M_{TY} = 0,75M_{0Y}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{aX} = 0,5M_{0X} ; M_{aY} = 0,5M_{0Y}$$

✓ **Pour un panneau de rive**

Moment en travée : $M_{TX} = 0,85M_{OX}$; $M_{TY} = 0,85M_{OY}$

Moment sur appuis : $M_{TX} = 0,3M_{OX}$; $M_{TY} = 0,3M_{OY}$

Selon le BAEL 91 les moments en appuis et en travée doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25M_0$$

✓ **Ferraillage longitudinal**

Le ferraillage est déterminé par le calcul de section rectangulaire en flexion simple.

✓ **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Section minimale**✓ **Sens XX :**

$$A_{Y \min} = \begin{cases} 6h_0 : f_e E500 \\ 8h_0 : f_e E400 \text{ en exprimant } h_0 \text{ en mètre} \\ 12h_0 : (\text{autres cas}) \end{cases}$$

✓ **Sens YY :**

$$A_{X \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{Y \min}$$

✓ **Espacement maximal(BAEL 91/mod 99)**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h_r) = 20 \text{ cm}$$

✓ **Ferraillage transversal**

Les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$\tau_u \leq 0,05f_{c28}$$

❖ Application de la méthode de calcul

➤ Les sollicitations

a. A L'ELU : $v = 0$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{23562.41}{307,31} = 76.673 \text{ KN/ m}^2$$

b. A L'ELS : $v = 0,2$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{17445.67}{307,31} = 56.769 \text{ KN/ m}^2$$

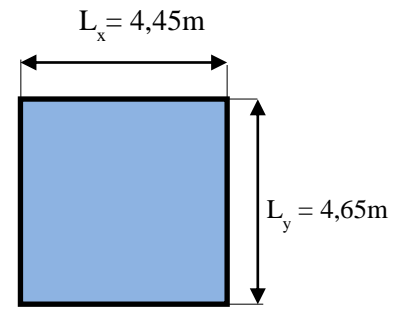


Figure VI- 4: Le panneau le plus sollicité

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le Panneau le plus sollicité (panneau intermédiaire).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{445}{465} = 0.957$$

✓ Calcul des moments

Les valeurs de μ_x et μ_y sont déterminés par :

a. A l'ELU : $\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)}$; $\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$

b. A l'ELS : $\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)}$; $\mu_y = \alpha^2(1 + \frac{2}{3}(1 - \alpha)^2)$

Les résultats sont présentés ci-dessous :

Tableau VI- 4: Calcul des moments

	ELU		ELS	
	Sens xx	Sensyy	Sens xx	Sensyy
μ	0,04	0.910	0.045	0.915
M(KN.m)	60.73	55.26	50.587	46.287
M_t(KN.m)	45.547	41.445	37.940	34.715
M_a(KN.m)	30.365	27.63	25.293	23.143

✓ Vérification des moments

Tableau VI- 5: Vérification des moments à l'ELU

Sens	Moments		$M_t + \frac{(M_e + M_w)}{2}$	$1,25M_0$	Observation
Sens XX	M_0	60.730	75.912	75.912	Condition vérifié
	M_e	30.365			
	M_w	30.365			
	M_t	45.547			
Sens YY	M_0	55.260	69.075	69.075	Condition vérifié
	M_e	27.630			
	M_w	27.630			
	M_t	41.445			

Tableau VI- 6: Vérification des moments à l'ELS

Sens	Moments		$M_t + \frac{(M_e + M_w)}{2}$	$1,25M_0$	Observation
Sens XX	M_0	50.587	63.233	63.233	Condition vérifié
	M_e	25.293			
	M_w	25.293			
	M_t	37.940			
Sens YY	M_0	46.287	57.858	57.858	Condition vérifié
	M_e	23.143			
	M_w	23.143			
	M_t	34.715			

➤ Calcul des armatures de radier

❖ Calcul à l'ELU

$b = 1\text{m} = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 22,5\text{cm}$

$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.123 \text{ cm}^2$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$; $Z_b = d(1 - 0,4\alpha)$; $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$

$A_s^t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$; $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats de ferrailage à l'ELU sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 7: Ferrailage de radier à l'ELU

Sens	Localisation	M _u KN. m	μ _{bu}	μ _i	Z _b (m)	A _{S min} (cm ²)	A _{S CNF} (cm ²)	A _S (cm ²)	Choix	A _{S ad} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Travée	45.547	0,0634	0,392	0,217	3.123	2,716	6.01	5HA16	10.05	20
	Appuis	30.36	0,042	0,39	0,220	3.123	2,716	3.96	5HA14	7.70	20
Y-Y	Travée	41.44	0.057	0,39	0.218	3.123	2,716	3.99	5HA14	7.70	20
	Appuis	27.63	0.038	0,39	0.359	3.123	2,716	2.20	5HA14	7.70	20

➤ **Vérification des contraintes**

✓ **Contrainte de compression dans le béton** ($\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$)

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

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

$$\text{Et : } I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2$$

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ **Contrainte de compression dans l'acier**

On doit vérifier que $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Telle que : $\sigma_s = \eta K(d - Y)$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \end{array} \right. \implies \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les armatures haute adhérence

Tableau VI- 8: Vérification des contraintes

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
X-X	Travée	37.940	10.05	6.86	47635.8	5.468	15	186.782	201,63	CV
	Appuis	25.293	7.70	6.14	38629.3	4.024	15	160.616	201,63	CV
Y-Y	Travée	34.715	7.70	6.14	38629.3	5.003	15	170.904	201,63	CV
	Appuis	23.143	7.70	6.14	38629.3	3.682	15	146.963	201,63	CV

VI.8.1 Ferrailage de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0,5 m le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h = 0,5 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 \times h = 0,45 \text{ m}$

$q_u = 76.673 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$

$q_{ser} = 56.769 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$

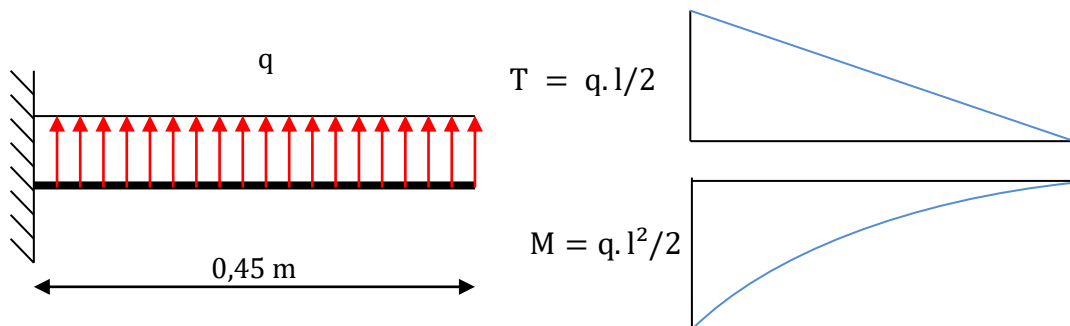


Figure VI- 5: Schéma statique et diagramme des efforts de débord du radier

❖ À l'ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{76.673 \times 0.45^2}{2}$$

$$M_{\max} = 7.763 \text{ KN.m}$$

❖ À l'ELS :

$$M_{\max} = \frac{q_{\text{ser}} \times L^2}{2} = \frac{56.769 \times 0.45^2}{2}$$

$$M_{\max} = 5.747 \text{ KN.m}$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Calcul de de ferrailage

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en

Fissuration préjudiciable.

Résultats de ferrailage de débord de radier :

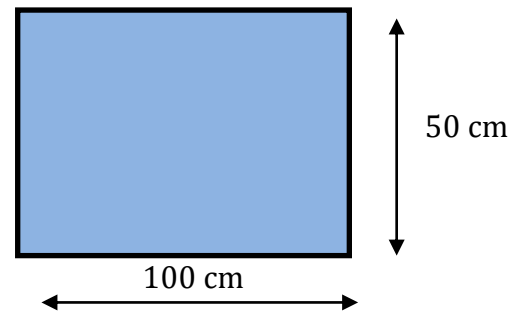


Figure VI- 6: La section de ferrailage de débord du radier

Tableau VI- 9: Ferrailage de débord

	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ CNF}}$ (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)	S_t (cm)
ELU	7.763	0.2705	0	37.764	5.90	5.43	4HA14	6.16	20
ELS	5.747	0.200	0	39.928	4.13	5.43	4HA14	6.16	20

✓ Vérification au cisaillement (Art. A.5.1 CBA93)

D'après l'article(Art. A.5.1) du règlement(CBA93) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$q_u = 76.673 \text{ KN} ; \gamma_b = 1.5 ; d = 0,9 h_r = 0.585 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{76.673 \times 0,35}{2} \implies V_u = 13.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.41}{1 \times 0.585} \times 10^{-3} = 0,0229 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0229 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage du radier

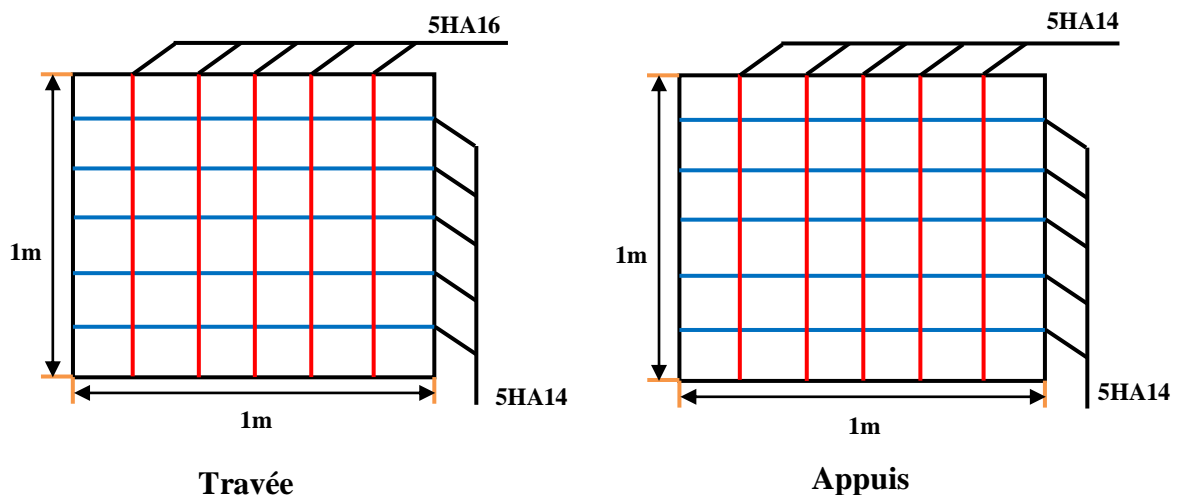


Figure VI- 7: Schéma de ferrailage du radier

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire et des formations, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques, et nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure. Parmi ces difficultés on cite la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus au moins résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel, en utilisant le logiciel ETABS 9.7.1, qui permet d'effectuer un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs.
- Partager la structure en zones nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).
- On a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, et elle joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99/ V2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure, cela nous a conduit à opter pour un radier nervuré qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous présentons est le couronnement de cinq années d'études. Espérons d'avoir atteint nos objectifs et permettons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique. Et souhaitons qu'il soit d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

➤ Règlements :

- ↪ **RPA version 2003** : règlement parasismique Algérien.
- ↪ **BAEL 91** : béton armé aux états limites.
- ↪ **CBA 93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ↪ **DTR B.C.2.2**:document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ Logiciels :

- ↪ **ETABS 9.7.1** : logiciel d'analyse des structures.
- ↪ **SOCOTEC** : logiciel de ferrailage.
- ↪ **AutoCAD 2018** : logiciel de dessin.
- ↪ **Word 2016** : logiciel de traitement du texte.
- ↪ **Excel 2016** : logiciel de calcul.

Liste des symboles

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

a : largeur de poteau.

c : l'enrobage.

b : largeur de poutres.

h : hauteur de poutres.

\emptyset : Diamètre des armatures.

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, excentricité.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

E : Module de Young.

h_e : hauteur d'étage.

ν : Coefficient de poisson.

ANNEXES