

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE 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

Présenté par :

**MOSTEFAOUI ABD ELHAK
SIAD AHMED**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème

**Etude d'un bâtiment en RDC+10 étages + 2Sous-sol contreventé
par voiles porteurs**

Devant le jury composé de

Belmihoub Hacene
Abdelmalek Abdelhamid
Aouri Issame
Ait Ahmed Fatiha
Mohamadi Sadika

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Promoteur
CoPromoteur
Examinatrice
Examinatrice

Année Universitaire 2017/2018

Dédicace

« يقيفوتام و لا إله إلا الله بيدا بينا هيلأ و تالكوت »

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir dans mes études.

À mes frères et sœurs.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

À toute la promotion 2017/2018.

À Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

À mon binôme ABDELHAK et à sa famille.

AHMED.

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à remercier et à exprimer nos profondes reconnaissances à mes promoteurs Mr ABDELHAMID et Mr AOUARI qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions aussi les membres du jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'examiner et de juger notre travail.

Que tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce travail soient assurés de nos profondes gratitude.

Dédicace

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir dans mes études.

A mon grand père et ma grande mère.

A mes frères et sœurs.

A mes oncles, tantes et mes cousins.

A toute ma famille.

A tous mes chers collègues et amis

A mon binôme Ahmed et à sa famille.

Abdelhak

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple, constitué de deux sous-sols, un rez de chaussée et 10 étages, implanté dans la wilaya de Bouira classé comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003.

Concernant le système de contreventement de la structure, il est assuré par des voiles porteurs.

Quant au dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants a été établi conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA 93, RPA 99 v 2003).

Par ailleurs, l'étude dynamique a été menée à l'aide du logiciel Etabs 9.7.0, basé sur la méthode des éléments finis.

Mots clés : Bâtiment, Voiles Porteurs, Radier nervuré, Etude dynamique.

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multiuse composed of two underground with a basement and 10 floors implanted in the wilaya of Bouira classed in area of medium seismicity (AreaIIa) according to RPA 99 V 2003.

Shear wall bearing system ensure the bracing system of the structure.

By the way, sizing of structural elements was established according to our national Algerian regulation such as (CBA 93, RPA 99 v 2003).

However, the dynamic study was performed using Etabs9.7.0 software, based on the finite elements methods.

Finally, a ribbed raft was adopted as a foundation system for our structure that is lied on a soft soil S3.

Key words: Building, Shear wall bearing, Ribbed raft, Dynamic study.

تلخيص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لعمارة متعددة الأغراض غير منتظمة الشكل تتكون من طابقين سفليين، طابق أرضي و 10 طوابق والمقرر بناؤه في ولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا 2أ

فيما يتعلق بنظام المقاومة محققة بواسطة الجدران الخرسانية المسلحة الحاملة

قياس الأبعاد وحساب كل العناصر **المقاومة** تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر المذكورة في النسخة الفرنسية أنفا

بالإضافة إلى ذلك أجريت الدراسة الديناميكية بواسطة إيتابس بناء على طريقة العناصر **المحددة**

وأخيرا نظام **التأسيس** المعتمد لهيكلنا عبارة **عن طوافة مضلعة تستند** على موقع لدن S3

الكلمات المفتاحية: عمارة، جدران خرسانية مسلحة حاملة، دراسة ديناميكية، طوافة مضلعة.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I :Présentation de la structure

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.3 Eléments constituant l'ouvrage.....	2
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	3
I.4.1 Le béton	3
I.4.2 Les aciers	7
I.5 Hypothèse de calcul.....	10
I.6 Les combinaisons d'action	11

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II.1 Introduction	12
II.2 Pré dimensionnement des planchers	12
II.2.1 Plancher en corps creux	12
II.2.2 Poutrelle	13
II.2.3 Plancher en dalle pleine	14
II.3 Pré dimensionnement des escaliers	15
II.4 Les balcons	17
II.5 L'acrotère	17
II.6 Pré dimensionnement des poutres	17
II.7 Pré dimensionnement des voiles	18
II.8 Pré dimensionnement des poteaux	20
II.8.1 Evaluation des Charges et surcharges	20
II.8.1.1 Plancher terrasse inaccessible	20
II.8.1.2 Plancher courant à usage d'habitation	21
II.8.1.3 Plancher en dalle plein	21

II.8.1.4	Balcons étage courant :	21
II.8.1.5	Maçonnerie :	22
II.8.1.6	Acrotère:	22
II.8.1.7	Escalier :	23
II.8.2	Détermination des sections des poteaux :	23

Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires

III.1	L'acrotère.....	30
III.1.1	Schéma statique	30
III.1.2	Calcul des sollicitations.....	30
III.1.3	Combinaison des charges.....	31
III.1.4	Calcul des armatures à L'ELU	31
III.1.5	Vérifications.....	32
III.2	Calcul des escaliers	34
III.2.1	Détermination des efforts	34
III.2.1.1	Les sollicitations de calcul	34
III.2.1.2	Combinaison des charges	35
III.2.1.3	Les moments fléchissant et les efforts tranchants	35
III.2.2	Ferrailage.....	35
III.2.3	Vérifications	36
III.2.4	Ferrailage de la poutre palière	40
III.3	Calcul du Balcon	44
III.3.1	Détermination des efforts	44
III.3.2	Combinaisons de charges.....	44
III.3.3	Schéma statique de calcul	44
III.3.4	Les moments et Les efforts tranchants	44
III.3.5	Ferrailage.....	45
III.3.6	Vérifications.....	45
III.4	Calcul des planchers.....	47
III.4.1	Introduction	47
III.4.2	Ferrailage de la dalle de compression	48
III.4.3	Etude des poutrelles	48

III.4.3.1 Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)	49
III.4.3.2 Après coulage de la dalle de compression	50
III.5 Etudes des dalles pleines	60
III.5.1 Les sollicitations de calcul	60
III.5.2 Ferrailage de la dalle	60
III.6 Etude de la salle machine	64
III.6.1 Introduction	64
III.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine	64
III.6.2.1 Calcul des moments	64
III.6.2.2 Ferrailage.....	66
III.6.2.3 Vérification à L'ELU	67
III.6.2.4 Vérification à ELS	69

Chapitre IV:Etude dynamique

IV.1 Introduction :	70
IV.2 Objectif de l'étude dynamique :	70
IV.3 Caractéristiques géométrique du bâtiment :	70
IV.4 Modélisation dynamique :	73
IV.4.1 Introduction :	73
IV.4.2 Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :	73
IV.4.3 Choix de la méthode de calcul :	73
IV.4.4 Méthode d'analyse modèle spectrale :	74
IV.4.4.1 Définition du spectre de réponse de calcul :	74
IV.4.4.2 Classification du site :	74
IV.4.4.3 Périodes caractéristiques T1 ; T2 :	74
IV.4.4.4 Coefficient d'accélération de zone A :	75
IV.4.4.5 Facteur de qualité Q :	75
IV.4.4.6 Estimation de la période fondamentale :	75

IV.4.4.7	Facteur d'amplification dynamique moyen D :.....	76
IV.4.4.8	Coefficient de comportement global de la structure " R " :.....	76
IV.5	Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :.....	78
IV.6	Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003 :.....	80
IV.6.1	Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage.....	80
IV.6.2	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99-version 2003 Art5-9).....	82
IV.6.3	Vérification de l'effort normal réduit :	84
IV.6.4	Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6).....	85
IV.6.5	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....	86
IV.6.6	Vérification de la stabilité au renversement :.....	88

Chapitre V : ferrailage des éléments principaux

V.1	Ferrailage des poteaux.....	89
V.1.1	Combinaison des charges	90
V.1.2	Calcul des armatures longitudinales	91
V.1.3	Exemple de calcul	92
V.1.4	Vérifications diverses	96
V.1.4.1	Vérification du poteau à l'effort tranchant	96
V.1.4.2	Vérification des contraintes	98
V.1.4.3	Vérification au flambement	98
V.1.4.4	Vérification de l'effort normal ultime	99
V.2	Ferrailage des poutres	100
V.2.1	Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa : (Art 7.5.2).....	101
V.2.2	Recommandation du BAEL 91.....	102
V.2.3	Exemple de calcul	102
V.2.4	Choix des barres	104
V.2.5	Vérification	105
V.2.6	Schéma de ferrailage des poutres	108
V.3	Ferrailage des voiles	109
V.3.1	Prescriptions données par RPA99/version 2003	109

V.3.2 Exposé de la Méthode de calcul	111
V.3.3 Exemple d'application	112

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	121
VI.2 Etude du mur voile périphérique	121
VI.2.1 Epaisseur du mur	121
VI.2.2 Calcul de la poussée des terres	122
VI.2.3 Calcul des sollicitations	122
VI.2.4 Calcul des moments	124
VI.2.5 Calcul du ferrailage a l'ELU.....	124
VI.2.6 Vérification a l'ELS	126
VI.3. Etude de fondations	127
VI.3.1 Différents types des fondations	127
VI.3.2 Choix de type de fondation	127
VI.3.3 Calcul d'un radier général	129
VI.3.3.1 L'épaisseur du radier	129
VI.3.3.2 Détermination des efforts	129
VI.3.3.3 Les vérifications	131
VI.3.3.4. Ferrailage du radier	135
Conclusion.....	149

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU.....	6
Figure I.2. Le diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS.....	7
Figure.I.3. Le diagramme contraintes déformation de l'acier en traction.....	8
Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de calcul	9

Chapitre II

Figure. II.1. Dimensions d'une poutrelle.....	13
Figure. II.2. Dimensions adoptées des poutrelles.....	14
Figure. II.3 Détail d'escalier.....	15
Figure. II.4 Acrotère.....	17
Figure. II.5 les coupes des voiles.....	19
Figure II.6 Schéma d'un plancher terrasse.....	20
Figure II.7 Schéma d'un plancher d'étage courant.....	21
Figure.II.8. Schéma de l'acrotère.....	22

Chapitre III

Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère.....	30
Figure III.2. : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure III.3. Les schémas statiques du balcon à ELU et à ELS.....	44
Figure III.4. : Schéma de ferrailage de balcon.....	47
Figure III.5. Treillis soudés (200x200).....	48
Figure III.6. Schéma des travées.....	52
Figure III.7. Section en T.....	55

Figure III.8. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	55
Figure III.9. Le panneau le plus longe de la dalle pleine	60
Figure III.10. Moments dans les panneaux.....	61
Figure III.11. : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine.....	64

Chapitre IV

Figure IV-1 : Vue en 3 D.....	70
Figure IV-2 : vue en plan.....	71
Figure IV.3 Diagramme de spectre de calcul	77
Figure IV.4 Schéma de la structure de premier mode.....	79
Figure IV.5 Schéma de la structure de deuxième mode.....	79
Figure IV.6 Schéma de la structure de troisième mode.....	80

Chapitre V

Figure V.1 Les schémas de ferrailage des poteaux.....	100
Figure V.2 schéma de ferrailage des poutres.....	108
FigureV.3 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	110
FigureV.4 Schémas montrant la disposition des voiles.....	112

Chapitre VI

Figure. VI.1. Schéma statique d'un voile périphérique.....	122
Figure VI.2. : la nervure.....	130
Figure VI.3. La répartition des charges sur la nervure.....	138

Figure VI.4. Diagramme des moments a ELU sens x-x.....	140
Figure VI.5. Diagramme des moments a ELU sens y-y.....	140
Figure VI.6. Diagramme des moments à ELS sens x-x.....	142
Figure VI.7. Diagramme des moments à ELS sens y-y.....	142
Figure VI.8. Dimensionnement de la nervure.....	143
Figure VI.9. Schéma statique de débord.....	146

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers utilisés.....	7
---	---

Chapitre II

Tableau II.1: Dimensionnement des poutres.....	18
--	----

Tableau II.2 Coefficients de dégression de surcharges.....	26
--	----

Tableau II.3: les sections des poteaux de rive.....	27
---	----

Tableau II.4: vérification des sections selon RPA.....	29
--	----

Chapitre III

Tableau III.1. Vérification de la contrainte de béton à ELS en appuis.....	38
--	----

Tableau III.2. Vérification de la contrainte de béton à ELS en travée.....	38
--	----

Tableau III.3. Vérification de la contrainte de béton dans le balcon.....	46
---	----

Tableau III.4. Les longueurs et les charges des travées à ELU.....	53
--	----

Tableau III.5. Les moments en appuis à ELU.....	53
---	----

Tableau III.6. Les moments en travées à ELU.....	53
--	----

Tableau III.7. Les longueurs et les charges des travées à ELS	53
---	----

Tableau III.8. Les moments en appuis à ELS.....	54
---	----

Tableau III.9. Les moments en travées à ELS.....	54
--	----

Tableau III.10. Les moments et les efforts tranchant à ELU.....	54
---	----

Tableau III.11. Les moments et les efforts tranchant à ELS.....	54
---	----

Tableau III.12. Vérification de la contrainte du béton en travée	58
--	----

Tableau III.13. Vérification de la contrainte du béton en appui	58
---	----

Tableau III.14. : sollicitations de calcul des dalles pleines.....	60
Tableau III.15. Moments et efforts tranchants dans la dalle.....	61
Tableau III.16. Ferrailage de la dalle.....	62
Tableau III.17. Vérification à ELS.....	63
Tableau III.18. : Evaluation des moments.....	66
Tableau III.19. : Ferrailage adopté.....	67
Tableau III.20. Vérification de la contrainte de béton en travée.....	69
Tableau III.21. Vérification de la contrainte de béton en appui	69

Chapitre IV

Tableau IV.1 -Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage.....	72
Tableau IV.2. : valeurs des pénalités P_q	75
Tableau IV.3. : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.....	77
Tableau IV.4 : Périodes, modes et facteurs de participation massique modes.....	78
Tableau IV.5 : Déplacement inter étage dans le sens X-X.....	81
Tableau IV.6 : Déplacement inter étage dans le sens Y-Y.....	81
Tableau IV.7: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	83
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.....	84
Tableau IV.9: vérification de l'effort normal réduit.....	85
Tableau IV.10: vérification de l'effort tranchant	86
Tableau IV.11: Distribution des forces sismiques selon le sens (X-X)	87
Tableau IV.12: Distribution des forces sismiques selon le sens (Y-Y)	88
Tableau IV.13: vérification au renversement.....	89

Chapitre V

Tableau V.1: Les sollicitations obtenues par ETABS.....	92
Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale.....	93
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal.....	95
Tableau V.4 : Armature transversale (Zone courante)	97
Tableau V.5 : Armature transversale (Zone nodale)	98
Tableau V.6 : Résumé de Ferrailage transversal.....	98
Tableau V.7. Vérification des contraintes.....	98
Tableau V.8. : Armatures longitudinales des poutres.....	104
Tableau V.9. : Vérification du cisaillement du béton.....	105
Tableau V.10 vérification de Contrainte de compression dans le béton.....	106
Tableau V.11 vérification de la flèche	107
Tableau V.12. Ferrailage verticale du voile V1.....	115
Tableau V.13. Choix des barres pour le voile V1.....	115
Tableau V.14. Ferrailage verticale du voile V2.....	116
Tableau V.15. Choix des barres pour le voile V2.....	116
Tableau V.16. Ferrailage verticale du voile V3.....	117
Tableau V.17. Choix des barres pour le voile V3.....	117
Tableau V.18. Ferrailage verticale du voile V4.....	118
Tableau V.19. Choix des barres pour le voile V4.....	118
Tableau V.20. Ferrailage verticale du voile V4.....	119
Tableau V.21. Choix des barres pour le voile V5.....	119
Tableau V.22. Les vérifications à ELS et ELU des contraintes.....	120

Chapitre VI

Tableau VI.1. Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.....	124
Tableau VI.2. Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.....	125
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)	126
Tableau VI.4: Vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y)	126
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes sous le radier	134
Tableau VI.6. : Vérification de soulèvement.....	135
Tableau VI.7. : Calcul des sollicitations.....	136
Tableau VI.8. Ferrailage de la dalle.....	137
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)	137
Tableau VI.10. : Vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y)	138
Tableau VI.11. : Evaluation des charges a ELU sens x-x.....	139
Tableau VI.12. : Evaluation des charges a ELU sens y-y.....	140
Tableau VI.13. Evaluation des charges à ELS sens y-y.....	141
Tableau VI.14. Evaluation des charges à ELS sens y-y.....	141
Tableau VI.15. : Calcul des sollicitations.....	142
Tableau VI.16 : ferrailage des nervures longitudinales.....	144
Tableau VI.17. : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)	144
Tableau VI.18. : Vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y)	144
Tableau VI.1 : ferrailage du débord.....	147

Introduction générale :

Le but du génie civil est de concevoir ces ouvrages tout en répondant à toutes les exigences de sécurité et de durabilité.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventements) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficace pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portique :

-Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux (les escaliers, les balcons,).

-Lors de nombreux séisme modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants de l'immeuble.

-L'utilisation du système constructif à voiles peut apporter aussi des avantages économiques, puisqu'ils permettent grâce à leurs masses élevées d'assurer un bon isolement acoustique. De plus la bonne capacité du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.

En Algérie, le tremblement de terre du **21 mai 2003** de **Boumerdès**, a apporté un regain d'intérêt pour la construction parasismique, notamment la révision du règlement parasismique algérien 99 et le changement de système de construction par des systèmes plus fiables qui s'adaptent à ce genre de phénomène dans les zones sismiques, comme exemple la construction en voiles.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment **R+10+2Sous Sol** a contreventement par un système des voiles porteuses, on a cherché le meilleur comportement par différentes dispositions des voiles à l'aide du logiciel de calcul ETABS V9.7.0, cette dernière est l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre IV, ainsi que les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacements.

Après avoir adopté le meilleur model de disposition des voiles et que toutes les vérifications soient satisfaites, on a procédé au ferrailage des éléments porteurs dans le chapitre V et VI.

Après plusieurs vérifications sur les systèmes de fondation, un choix de système de type radier nervuré a été arrêté.

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage multiple en (RDC +10 étages+2sous-sols), implanté à Bouira classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) et dans le groupe d'usage 2 selon le R.P.A 99 / 2003.

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont citées comme suit :

✓ Dimensions en élévation

Hauteur du RDC	-----	4.08 m
Hauteur du 1er étage	-----	3.40 m
Hauteur du sous-sol	-----	2.80 m
Hauteur étage courant	-----	3.06 m
Hauteur totale y compris l'acrotère	-----	44.28 m

✓ Dimension en plan

Longueur en plan	-----	26.9 m
Largeur en plan	-----	26.6 m
Longueur du balcon	-----	1.40 m

La construction de ce bâtiment est soumise à des exigences de sécurité, de confort, d'esthétique et d'économique.

I.3 Eléments constituant l'ouvrage

✓ Planchers

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Notre projet comprend :

I.3.1 Planchers

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.2 Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où ce n'est pas possible de choisir des planchers en corps creux, ainsi que la salle machine.

I.3.3 Maçonnerie

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

Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4 Escaliers

Le type d'escaliers choisis est le à deux volées avec un palier de repos.

Les escaliers sont coulés sur place.

I.3.5 L'acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d' hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6 Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.3.7 Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.3.8 Revêtement

Mortier de ciment pour les murs de façade.

Plâtre pour les cloisons et les plafonds.

Carrelage pour les planchers et escaliers.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**I.4.1 Le béton**

a) Composition du béton : Pour $f_{c28} = 25$ MPa

350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.

400 litres de sable de diamètre 0 à 5.

800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.

b) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93 Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{cj} du béton est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

c) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

d) Déformation du béton

• Module d'élasticité longitudinal

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

1. Le module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{d'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'ou : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité transversale**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

- **Coefficient de poisson ν**

Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

e) Contraintes limites

- **Contrainte limite à la compression**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

Sachant que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

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

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

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient : $f_{bu} = 21,74 \text{ MPa S.A}$

- **Contrainte limite de cisaillement : (Art 7-4.3. 1 BAEL91)**

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression : (BAEL91)**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- f) **Diagramme contraintes déformations : (A.4.3.4.1CBA93)**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées

ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

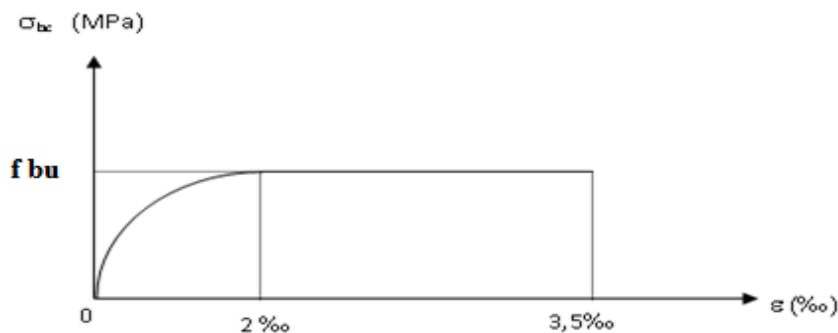


Diagramme contrainte – Déformations du béton à l'ELU

Figure I.1. diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

- **L'état limite de service**

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite

est donnée par: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

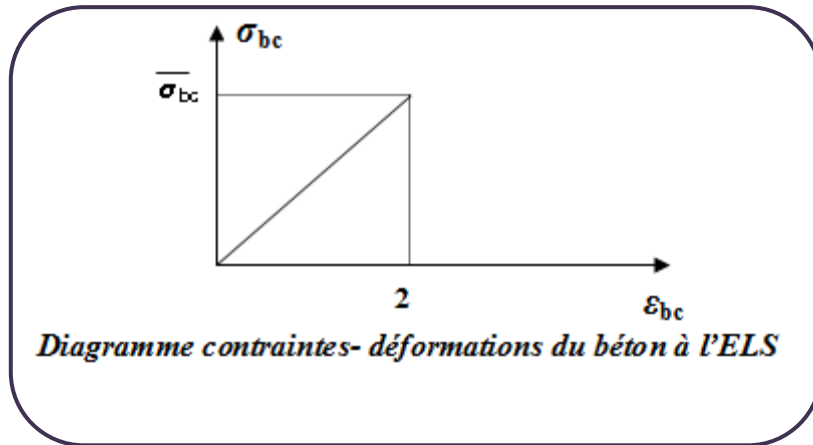


Figure I.2. Le diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS

I.4.2 Les aciers

a) Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.

Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

b) Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement [ψ]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	1,3	1

c) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

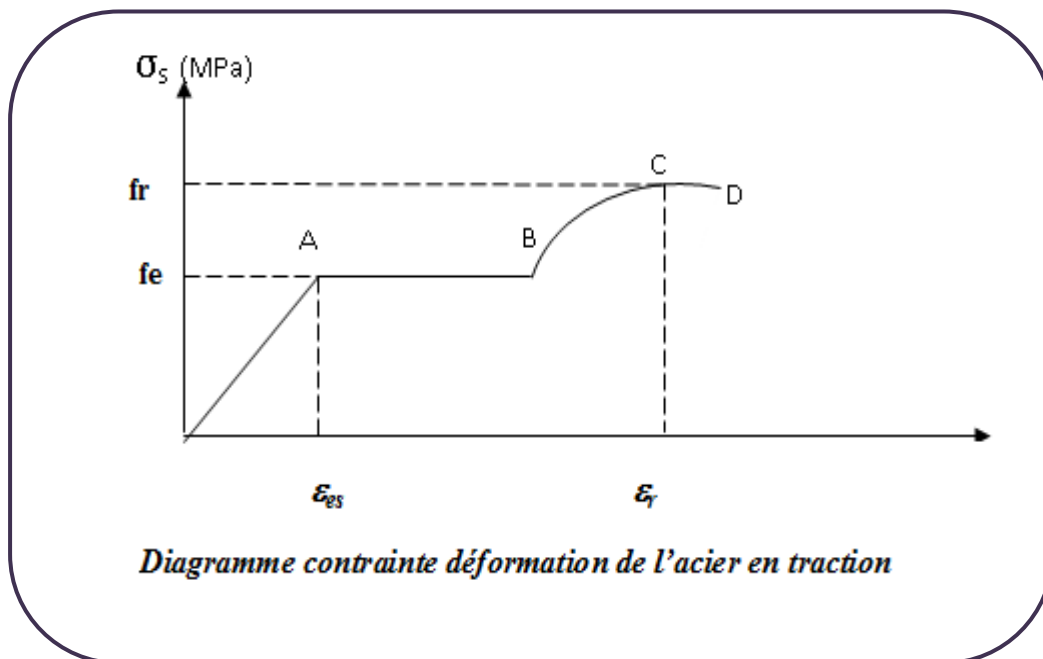


Figure.I.3. Le diagramme contraintes déformation de l'acier en traction

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

fr : Résistance à la rupture

fe : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissment

Zone CD : Domaine de striction

d) Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

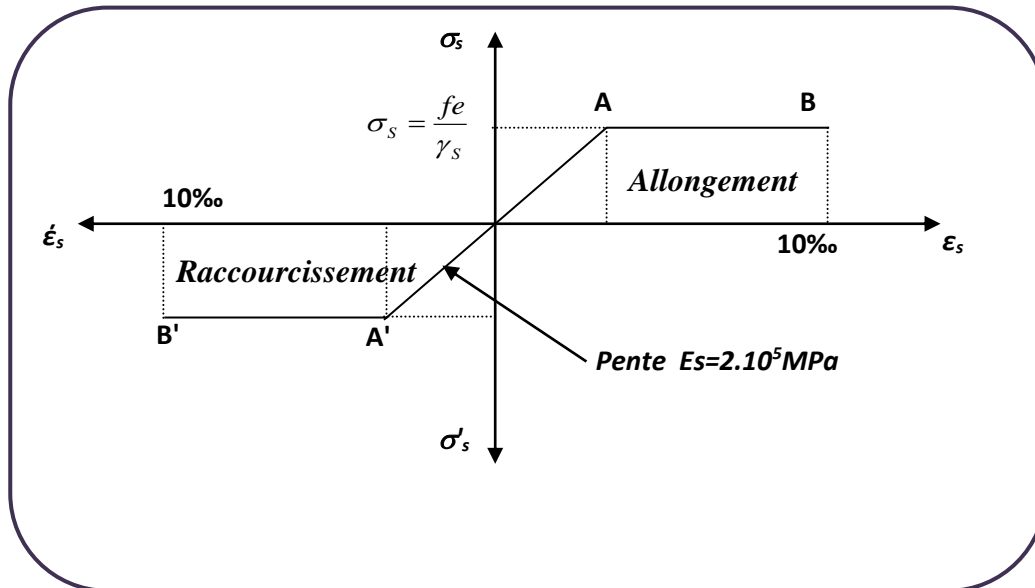


Figure I.4 Diagramme contrainte déformation de calcul

- Limite d'élasticité à L'ELU

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

E_s : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$$E^s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$$

- **Etat limite de service**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f^e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202 \text{MPa}$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f^e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

e) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

$C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5 Hypothèse de calcul

À l'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

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

À l'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.6 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

Combinaison de RPA99 /V2003

G+Q±E

0.8G±E

Combinaison du BAEL 91

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

II.1 INTRODUCTION

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

Les charges réglementaires

Les charges réglementaires prises en compte sont :

Les charges permanentes qui représentent le poids propre.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES 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 (Diaphragme) 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.

II.2.1 Plancher en corps creux

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

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{tel que : } L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (400, 520) \Rightarrow L = 400\text{cm}$$

$$L = 4.00 \text{ m}$$

$$h_p \geq \frac{400}{22.5} = 17.78\text{cm}$$

Conclusion

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2.2 Poutrelle

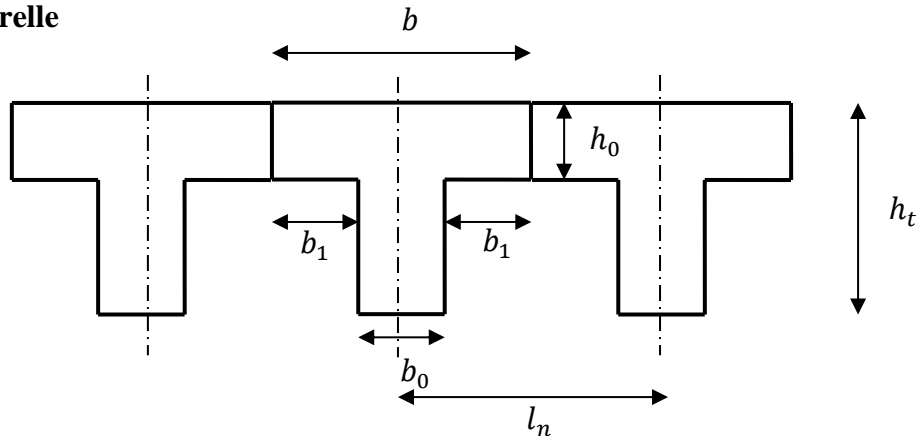


Fig. II.1. Dimensions d'une poutrelle.

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

Selon le B.A.E.L 83

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

Avec :

L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 65 cm.

Donc pour $L_n = 65 \text{ cm}$ et $L = 400 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24; 40; 24)$ On prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm.}$$

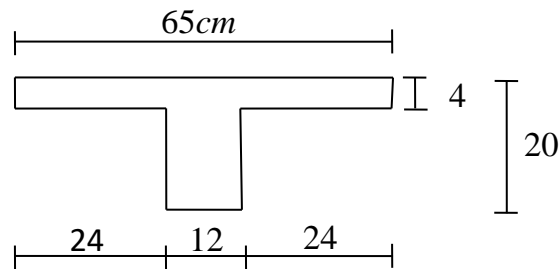


Fig. II.2. Dimensions adoptées des poutrelles.

II.2.1 Plancher en dalle pleine :

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

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

➤ Condition de résistance à la flexion

Le calcul se fait en considérant le plancher la plus défavorable de manière suivant :

☞ Epaisseur minimale requise (h_0):

$$\alpha \leq 0,4 \quad \Rightarrow \quad h_0 \geq l_x / 25$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad \Rightarrow \quad h_0 \geq l_x / 30$$

Avec :

$$\alpha = L_x / L_y$$

L_x : petit côté du panneau de dalle considéré.

L_y : grand coté du panneau de dalle considéré.

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$, le plancher porter sur deux sens : $e \geq \frac{l_x}{40}$

Si $\alpha \leq 0,4$, le plancher porter sur un seul sens : $e \geq \frac{l_x}{30}$

$$\alpha = 4 / 5,2 = 0,77 \quad \Rightarrow \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

Le plancher porté selon deux sens X et Y :

$$\text{Donc : } e = \frac{L}{30} \text{ avec } L = \sqrt{L_x \cdot L_y} = 4,57 \text{ m}$$

Alors $e = 15,23 \text{ cm}$ on adopte $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Condition de résistance au feu**

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu (condition vérifier).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu (condition vérifier).

➤ **Isolation phonique**

D'après la loi de masse, la protection contre la propagation des bruits aériens est assurée par un plancher, d'où l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme décimale de la masse du plancher être supérieur ou égale à 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de dalle : $h_0 = M / \rho$ ($\rho = M / V$) :

M : masse du plancher par mètre carré. ($M = 350 \text{ kg/m}^2$)

V : volume du plancher en mètre cube. ($V = 1 \times 1 \times h_0$)

ρ : masse volumique du plancher. ($\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$)

Donc : $h_0 = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m}$

Nous prendrons : $h_0 = 20\text{cm}$

Finalement on adoptera une épaisseur pour : $e = 20\text{cm}$.

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Dans notre structure nous avons un seul type d'escaliers qui est droit à deux volées:

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches (n).

- On appelle « emmarchement » la longueur de la marche.
- La largeur « g » est appelée « le giron » et la hauteur est notée (h).
- L'élément qui supporte les marches s'appelle « paillasse » d'épaisseur (e).
- La partie verticale d'une marche s'appelle « contre marche ».
- L : largeur de volée.
- I : la projection verticale de la longueur de volée.
- H : la projection horizontale de la longueur de volée.

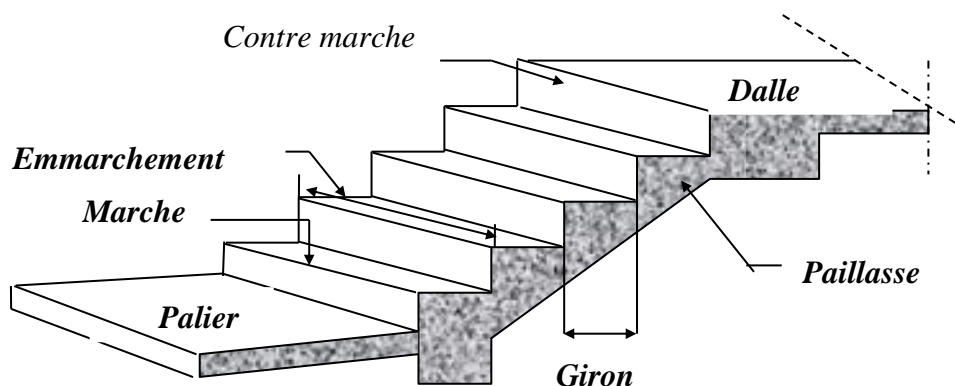


Fig. II.3 Détail d'escalier

➤ **Hauteur d'une contre marche**

Donné par : $16.5 \leq h \leq 17.5$ on prend $h = 17$ cm.

➤ **Le giron :**

Donné par la formule de BLONDAL : $60 \leq 2h + g \leq 65$

→ $60 - 2h \leq g \leq 55 - 2h$ en : (cm)

Alors $26 \text{ cm} \leq g \leq 31 \text{ cm}$

On prend $g = 30$ cm. (la largeur des marches).

➤ **Nombre de marche**

☞ **Pour l'étage courant**

Donné par : $n = \frac{h_{ec}}{17}$ tel que $h_{ec} \rightarrow$ hauteur d'étage courant ($h_{ec}=306$ cm).

Donc $n = 18$ marches (09 à chaque volée).

☞ **Pour le RDC**

Donné par : $n = \frac{h_{RDC}}{17}$ tel que $h_{RDC} \rightarrow$ hauteur de RDC ($h_{RDC} = 408$ cm).

Donc $n = 24$ marches

➤ **L'épaisseur de paille**

Donné par :

☞ 1^{er} condition : $\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20}$

- Hauteur de la paille : $H = 0,17 \times 9 = 1.53 \text{ m} \Rightarrow H = 1.53 \text{ m}$

- la longueur projetée de la paille : $l = g(n-1) = 2,40 \text{ m}$.

- l'inclinaison de la paille : $\text{tg } \alpha = H / l \Rightarrow \alpha = 32,23^\circ$.

- la longueur de la paille : $L_p = H / \sin \alpha = 2.81 \text{ m}$.

- détermination de l'épaisseur de la paille : $9.33 \text{ cm} \leq e \leq 14.05 \text{ cm}$
 $\Rightarrow e = 14 \text{ cm}$.

☞ 2^{ème} condition: $e \geq \max\{\text{Porté} / 30 ; 10 \text{ cm}\}$

$e \geq \max\{13 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\}$

➤ **Largeur de palier**

Donné par : $L \geq 1,20 \text{ m}$.

On prend $L = 1,50 \text{ m}$

➤ **L'épaisseur de palier**

L'épaisseur de palier est conditionnée par $e \geq \frac{L}{10}$ avec $L = 1.50 \text{ m}$

$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$

Conclusion : on prend l'épaisseur de la paille et du palier $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Emmarchement**

C'est la longueur de la marche, dans notre cas on la prend $l = 1,35 \text{ m}$

II.4 LES BALCONS

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encadrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle du balcon est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur : $e \geq \frac{1,35}{10} \Rightarrow e \geq 0,135\text{m}$

Donc on prend $e = 15 \text{ cm}$.

II.5 L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure 2.2). Il est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

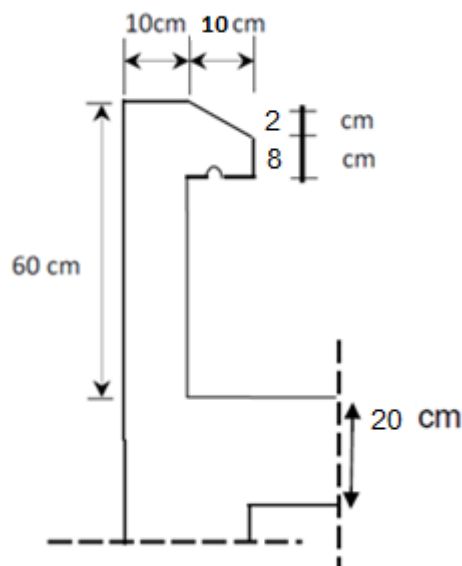


Fig. II.4 Acrotère

II.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en T ou en I, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

Poutres principales : $L_{\max}=5.20 \text{ m}$

Poutres secondaires : $L_{\max}=5.20 \text{ m}$

D'après le BAEL91 on a :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec L : portée de la plus grande travée dans le sens considéré.

a. Poutres suivant x-x :

Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$. $\longrightarrow 34.67 \leq h \leq 52$

On prend : **h=45 cm**

Largeur : $0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \longrightarrow 13.50 \leq b \leq 31.50 \text{ cm}$

On prend : **b=30cm**

b. Poutres suivant y-y :

Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$. $\longrightarrow 36.67 \leq h \leq 5.45 \text{ cm}$

On prend : **h=45 cm**

Largeur : $0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \longrightarrow 12.0 \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend : **b=30cm**

Tableau II.1: Dimensionnement des poutres

Formules de pré dimensionnement des poutres					
BAEL 91			RPA 2003		
Hauteur (h)	Largeur (b)		Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b
$L/15 \leq h \leq L/10$	$0,3h \leq b \leq 0,7h$		$h \geq 30 \text{ cm}$	$b \geq 20 \text{ cm}$	≤ 4
Poutres suivant x-x	45 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Poutres suivant y-y	45 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

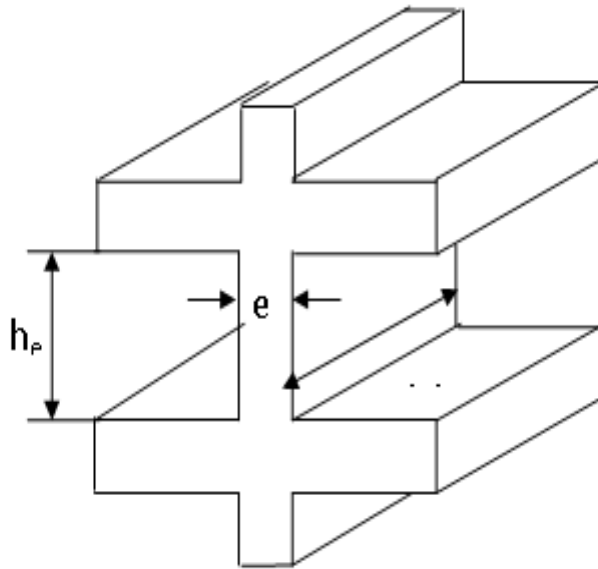
II.7 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 du 'RPA 99'

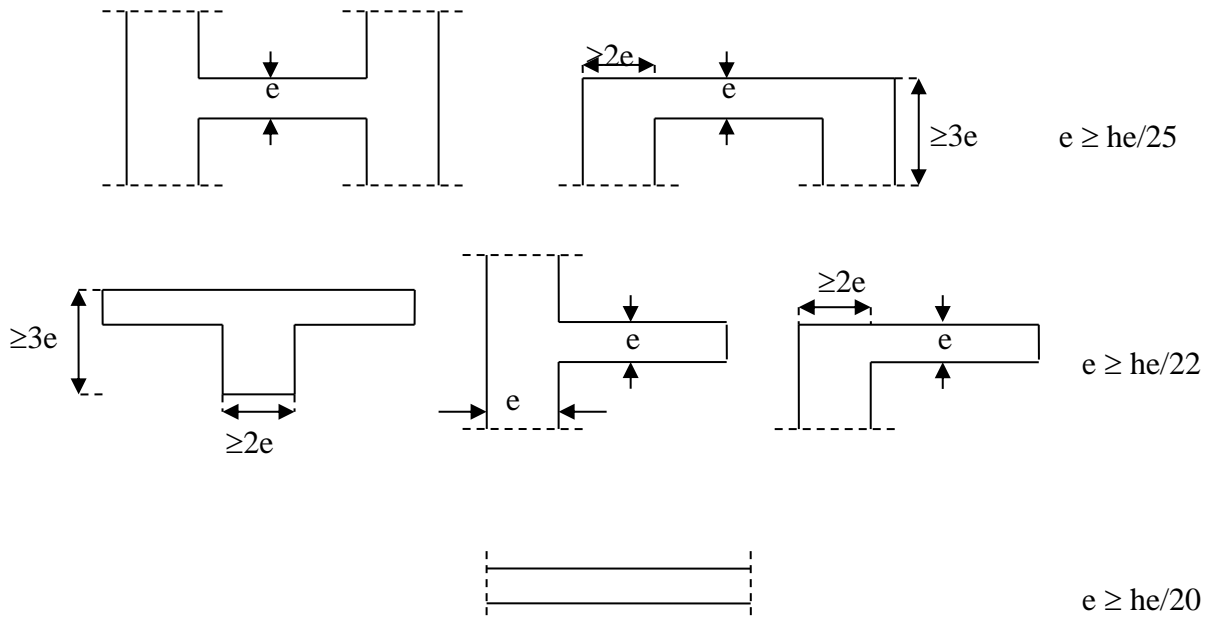
Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent), et les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.



Coupes de voiles en élévation



Coupes de voiles en plan

Fig. II.5 les coupes des voiles

L'épaisseur minimale est $e_{\min} = 15\text{cm}$, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. L'épaisseur des voiles résulte de la condition ci- après :

Pour étage courant

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{3.06}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h/20) \Rightarrow e \geq 15.3\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } e = 20\text{cm}$$

pour RDC

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{4.08}{20} = 20.4 \text{ cm}$$

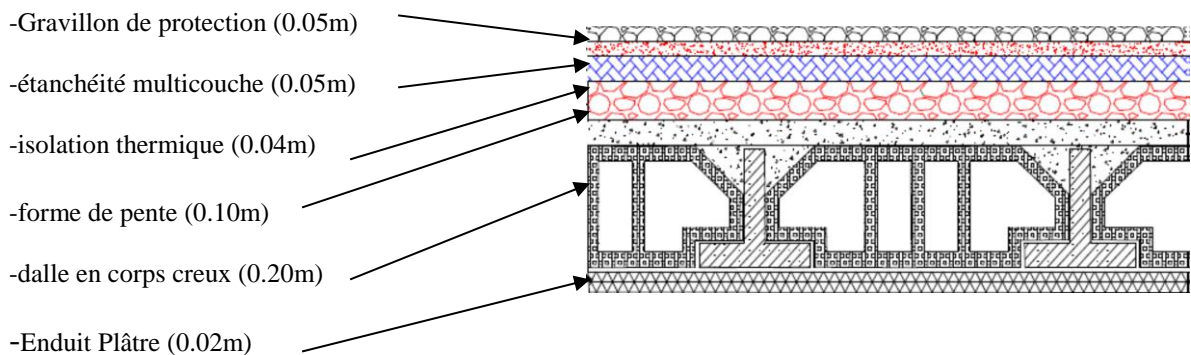
$$e \geq \max (e_{\min} , h/20) \Rightarrow e \geq 20.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } e = 25\text{cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur **$e = 20\text{cm}$** pour toute la superstructure sauf le RDC
 $e = 25\text{cm}$ pour RDC.

II.8 Pré dimensionnement des poteaux

II.8.1 Evaluation des Charges et surcharges

II.8.1.1 Plancher terrasse inaccessible



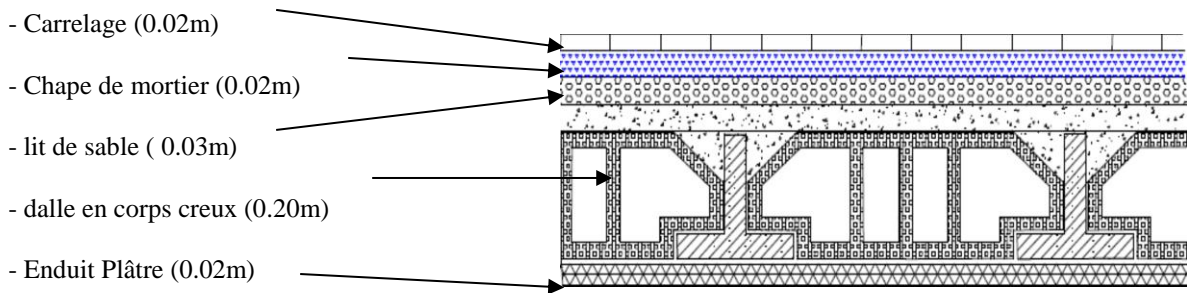
FigII.6 Schéma d'un plancher terrasse

Protection en gravillons roulés	$0.05 \times 1600 = 80 \text{ kg/m}^2$
Etanchéité multicouches	$0.05 \times 240 = 12\text{kg/m}^2$
Béton forme de pente	$0.10 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
Isolation thermique en liège	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
Plancher en corps creux	$0.20 \times 1425 = 285\text{kg/m}^2$
Enduit plâtre	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

$G = 633 \text{ kg/m}^2 = 6.33 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1.00\text{KN/m}^2$

II.8.1.2 Plancher courant à usage d'habitation



FigII.7 Schéma d'un plancher d'étage courant

Revêtement en carrelage	0.02 × 2200 = 44kg/m ²
Mortier de pose0.02 × 2000 = 40kg/m ²
Lit de sable	0.03× 1700 = 51kg/m ²
Plancher en corps creux	0.20 × 1425 = 285kg/m ²
Enduit plâtre	0.02 × 1000 = 20kg/m ²
Cloisons répartie.....	= 90kg/m ²

G =530 kg/m²=5.30KN/m². Q = 150 kg/m²=1.50KN/m²

II.8.1.3 Plancher en dalle plein

Revêtement en carrelage	0.02 × 2200 = 44kg/m ²
Mortier de pose0.02 × 2000 = 40kg/m ²
Lit de sable	0.03× 1700 = 51kg/m ²
Plancher en dalle plein	0.20 × 2500 = 500kg/m ²
Enduit plâtre	0.02 × 1000 = 20kg/m ²
Cloisons répartie.....	= 90kg/m ²

G =745 kg/m²=7.45 KN/m².

II.8.1.4 Balcons étage courant

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$e > L/10 = 1.43/10 = 0.143 \text{ m}$

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$.

Revêtement en carrelage (e =2cm) ...	0.02 × 2200 = 44 kg/m ²
Mortier de pose (e =2cm).....	0.02 × 2000 = 40kg/m ²
Lit de sable(e =3cm).....	0.03 × 1700 = 51kg/m ²

Dalle en béton armé(e =15cm)..... $0.15 \times 2500 = 375\text{kg/m}^2$

Enduit ciment(e =2cm)..... $0.02 \times 1000 = 20\text{kg/m}^2$

G = 530kg/m² =5.30KN/m². Q = 350kg/m²=3.50KN/m²

II.8.1.5 Maçonnerie

▪ **Murs extérieurs**

Brique creuse (10 + 10 cm) $2x (0,1 \times 900)= 180 \text{ kg/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

Enduit en ciment (2 cm) $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

G = 220 kg/m² =2.20 KN/m²

▪ **Murs intérieurs :**

Brique creuse (10 cm) $(0,1 \times 900)= 90 \text{ kg/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

Enduit en ciment (2 cm) $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

G = 130 kg/m² =1.30KN/m²

II.8.1.6 Acrotère

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

G = $\rho \times S$

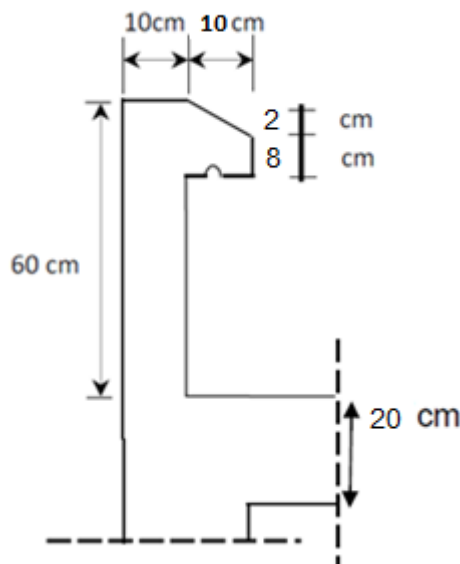


Fig.II.8. Schéma de l'acrotère

$S = [(60 \times 10) + (10 \times 8) + 2 \times 10 / 2] = 690 \text{cm}^2 S = 0.069 \text{ m}^2$

$$G = 25 \times 0.069 = 1.71 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN}$$

II.8.1.7 Escalier

Paliers

$$\text{Carrelage : } \dots\dots\dots 0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Lit de sable : } \dots\dots\dots 0.03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dalle pleine (BA): } \dots\dots\dots 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Enduit ciment: } \dots\dots\dots 0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 530 \text{ kg / m}^2 = 5.30 \text{ KN/m}^2. \quad Q = 250 \text{ kg / m}^2 = 2.50 \text{ KN/m}^2.$$

Volée (pailleasse)

$$\text{Carrelage: } \dots\dots\dots 0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } \dots\dots\dots 0.16 \times 2500 / 2 = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Pailleasse : } \dots\dots\dots 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Enduit plâtre : } \dots\dots\dots 0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Lit de sable : } \dots\dots\dots 0.03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 717 \text{ kg / m}^2 = 7.17 \text{ KN/m}^2. \quad Q = 250 \text{ kg / m}^2 = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

II.8.2 Détermination des sections des poteaux

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression simple Centré ; par un calcul basé sur la descente des charges.

On mènera le calcul à ELU et les vérifications selon RPA 99 version 2003.

- les dimensions de la section transversale des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Dimensionnement selon BAEL 91➤ **La formule générale**

$$Br \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\frac{\theta \times f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$Br = (a-0.02)(b-0.02)$: section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda = 35$

D'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2$$

Nu : Effort normal ultime sollicitant le poteau

D'après le BAEL 99 Nu doit respecter la condition ci –après :

$$Nu \leq \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Connaissant le pourcentage minimal des armatures longitudinales donné dans l'article 7.4.2.1 du RPA99/V2003 on pourra déterminer la section minimale réduite du béton :

$$Br \leq 0,65 Nu$$

NB : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités

Poteau de rive

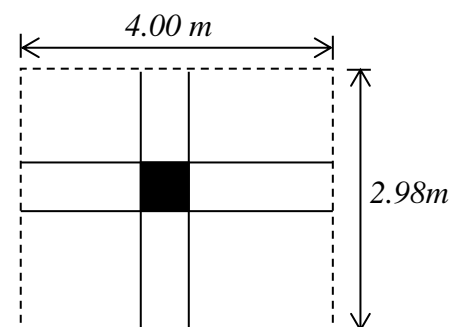
La surface revenant aux poteaux de rive pour les étages courant est :

$$S = 2,98 \times 4 = 11,9 \text{ m}^2$$

Poids propre des poutres

La poutre principale :

$$PP = [(0,30 \times 0,45) \times 2,98 \times 25] = 10,06 \text{ KN}$$



La poutre secondaire :

$$PS = [(0.30 \times 0.40) \times 4 \times 25] = 12 \text{ KN}$$

Poids propre de l'acrotère :

$$PA = 4 \times 0.069 \times 25 = 6.92 \text{ KN}$$

➤ **Au Niveau de la terrasse**

$$-G \text{ (plancher terrasse)} = 6.30 \text{ KN/m}^2$$

$$-Q \text{ (plancher terrasse)} = 1 \text{ KN/m}^2$$

NB :1- Pour tenir compte de poids propre de poteau on doit majorer la charge permanente (G_{terrasse}) de 10%

$$G_{\text{terrasse}} = [(G \times S) + PP + PS + PA] \times 1.1 = 114.35 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = Q \times S = 11.9 \text{ KN}$$

$$-N_u = 1.35 G_{\text{terrasse}} + 1.5 Q_{\text{terrasse}}$$

➤ **Au Niveau de l'étage courant**

$$-G \text{ (plancher de l'étage courant)} = 5.30 \text{ KN}$$

$$-Q \text{ (plancher de l'étage courant)} = 1.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{etage}} = [(G \times S) + PP + PS] \times 1.1 = 93.64 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{etage}} = Q \times S = 17.85 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G_{\text{etage}} + 1.5 Q_{\text{etage}}$$

La surface revenant aux poteau de rive pour les autres niveaux est :

$$S = 1.58 \times 4 = 6.32 \text{ m}^2$$

$$Pp = 1.58 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 5.33 \text{ KN}$$

➤ **Au Niveau de RDC et 1^{er} étage**

$$-G \text{ (plancher de RDC)} = 5.30 \text{ KN}$$

$$-Q \text{ (plancher de RDC)} = 2.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = [(G \times S) + PP + PS] \times 1.1 = 55.9 \text{ KN}$$

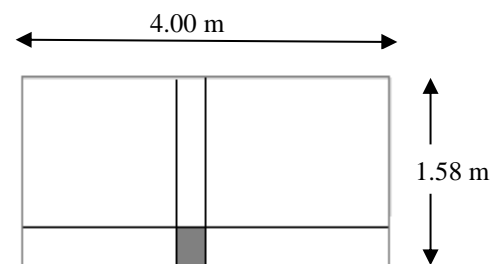
$$Q_{\text{RDC}} = Q \times S = 15.8 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G_{\text{RDC}} + 1.5 Q_{\text{RDC}}$$

➤ **Au Niveau de 2 sous-sols**

$$-G \text{ (plancher de sous-sol)} = 7.45 \text{ KN}$$

$$-Q \text{ (plancher de sous-sol)} = 2.5 \text{ KN}$$



$$G_{s-s} = [(G \times S) + PP + PS] \times 1.1 = 70.85 \text{ KN}$$

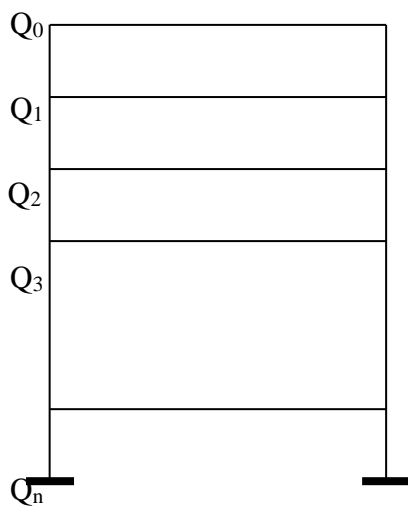
$$Q_{s-s} = Q \times S = 15.8 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G_{s-s} + 1.5 Q_{s-s}$$

✓ **Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Tableau II.2 Coefficients de dégression de surcharges

Niveaux	terrasse	10	9	8	7	6	5	4	3	2
Coefs	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66

☞ **Surcharges cumulées (poteau central)**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \times 11.9 = 11.9 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = 11.9 + (17.85) = 29.75 \text{ KN.}$$

$$Q_9 = 11.9 + 0,95(2 \times 17.85) = 45.81 \text{ KN.}$$

$$Q_8 = 11.9 + 0,9(3 \times 17.85) = 60.1 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = 11.9 + 0,85(4 \times 17.85) = 72.59 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = 11.9 + 0,80(5 \times 17.85) = 83.3 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = 11.9 + 0,75(6 \times 17.85) = 92.22 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = 11.9 + 0,71(7 \times 17.85) = 100.61 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = 11.9 + 0,68(8 \times 17.85) = 109.00 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = 11.9 + 0,66[(9 \times 17.85) = 117.93 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = 117.93 + 15.8 = 133.73 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 133.73 + 15.8 = 149.53 \text{ KN}$$

$$Q_{S-s1} = 149.53 + 15.8 = 165.33 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 165.33 + 15.8 = 181.13 \text{ KN}$$

➤ **Vérification spécifique**

$$V = \frac{N_u}{B f_{c28}} \leq 0,3 \quad B : \text{section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA99/V2003)}$$

Exemple de calcul

Pour le poteau sous-sol

$$V = 1906.02 \times 10^3 / (550 \times 550 \times 25) = 0.26 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

les résultats du calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau II.3: les sections des poteaux de rive

Niveau	G(KN)	Gcumulé	Q(KN)	Qcumulé	Nu(KN)	Br(cm ²)	a(cm)	Axb	v ≤ 0.3
Terrasse	114.35	114.35	11.9	11.9	172.22				
N10	93.64	207.99	17.85	29.75	325.41	211.52	14.5	35x35	Vérifiée
N9	93.64	301.63	17.85	45.81	475.91	309.34	17.59	35x35	Vérifiée
N8	93.64	395.27	17.85	60.1	623.76	405.44	20.14	40x40	Vérifiée
N7	93.64	488.91	17.85	72.59	768.91	499.79	22.36	40x40	Vérifiée
N6	93.64	582.55	17.85	83.3	911.39	592.4	24.34	40x40	Vérifiée
N5	93.64	676.19	17.85	92.22	1051.19	683.27	26.14	45x45	Vérifiée
N4	93.64	769.83	17.85	100.61	1190.18	773.63	27.81	45x45	Vérifiée
N3	93.64	863.47	17.85	109.00	1329.18	863.97	29.39	45x45	Vérifiée
N2	93.64	957.11	17.85	117.93	1468.99	954.84	30.9	50x50	Vérifiée
N1	55.9	1013.01	15.8	133.73	1568.16	1019.3	31.93	50x50	Vérifiée
RDC	55.9	1068.91	15.8	149.53	1667.38	1083.78	32.9	50x50	Vérifier
Ns-s1	70.85	1139.76	15.8	165.33	1786.67	1161.33	34.07	50x50	Vérifiée
Ns-s2	70.85	1210.61	15.8	181.13	1906.02	1238.91	35.2	50x50	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie.

Avec :
$$I = \frac{ab^3}{12}$$

$B = a.b =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteaux de sous-sol ,RDC et1^{er} étage : (50x50) cm², $L_0 = 3.40$ m $\Rightarrow \lambda = 16.49 < 35$
 **Vérifié.**

-Poteaux de 2^{ème} étage : (50x50) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 14.84 < 35$ **Vérifié.**

-Poteaux du 3^{ème} 4^{ème}, 5^{ème} étages (45x45) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 16.48 < 35$ **Vérifié.**

-Poteaux du 6^{ème} ,7^{ème} ,8^{ème} étages (40x40) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$
**Vérifié.**

-Poteaux du 9^{ème} ,10^{ème} étages (35x35) cm², $L_0 = 3.06$ m $\Rightarrow \lambda = 21.2 < 35$ **Vérifié.**

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement λ inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

➤ Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Tableau II.4: vérification des sections selon RPA

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
35x35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure autre que les éléments structuraux qui sont : l'acrotère, les escaliers, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleine et finalement la cage d'ascenseur.

III.1 L'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et la poussée Q dû à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

III.1.1 Schéma statique

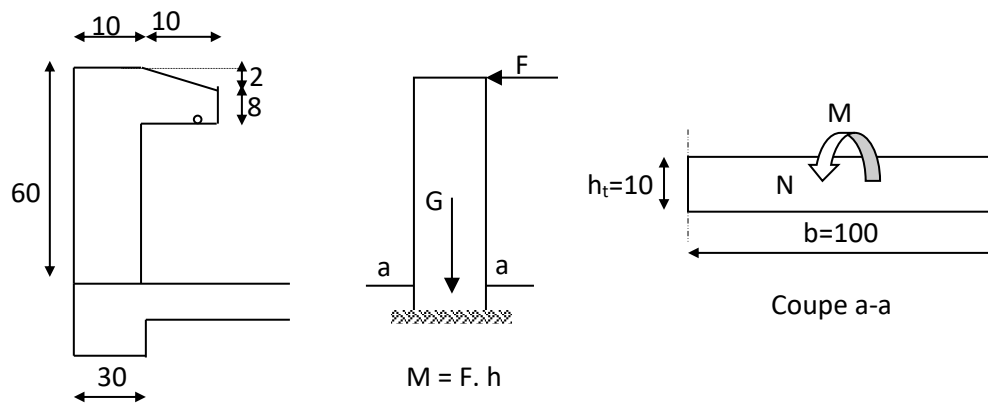


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations

- Poids propre: $W_P = \rho \times S$.
 $\rho = 25 \text{ KN/ml}$, $S = 0,069 \text{ m}^2$, $\Rightarrow W_P = 1,73 \text{ KN./ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F, Q_p)$.
- La force sismique :

$$F_P = 4A C_P W_P \text{ (RPA 99 version 2003, (Art 6-2-3)).}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 »} = 0.10 \\ C_P : \text{Facteur de force horizontale « Tab 6-1 »} = 0.8 \end{array} \right.$$

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,73 \Rightarrow F_P = 0.83 \text{ KN./ml.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 0.83 \} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Remarque : Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1ml** de la largeur en flexion composé.

- **Moments et efforts normaux**

$$M(Q) = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$G = G_b + G_{rec}$$

$$G_b = \{ (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0, 1/2) \} \times 1 \times 25 = 1,73 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{rec} = 1 \times 0,02 \times 1,48 \times 20 = 0,59 \text{ KN/ml.}$$

$$N(G) = 1,73 + 0,59 = 2,32 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,32 \text{ KN/ml.}$$

III.1.3 Combinaison des charges

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,32 = 3,13 \text{ KN.} \\ M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} N_s = G = 2,32 \text{ KN.} \\ M_s = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

III.1.4 Calcul des armatures à l'ELU

➤ **Position du centre de pression**

- **Calcul d'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = 0,9 / 3,13 = 0,29 \text{ m} \quad ; \quad e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 2,32 = 0,26 \text{ m}$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,7 \text{ cm} = 0,017 \text{ m}$$

$$\mathbf{e_u = 0.29 \text{ m} ; e_{ser} = 0.26 \text{ m}}$$

$e_u, e_{ser} > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée.

☞ Sollicitation corrigées pour le calcul en flexion composée : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

Avec, e_a : distance entre le point d'exploitation de centre de pression «C» et le centre de gravité des armatures tendus

$$e_a = e_u + (d - h/2) ; \quad d = 8 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } e_a = 29 + (8 - 10/2) = 32 \text{ cm.}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_a = 0,32 \times 3,13 = 1,00 \text{ KN.m.}$$

A. Les armatures en flexion simple

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{1.00 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,391 \quad A_s' = 0 \text{ (on n'a pas des armatures comprimé)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,667$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,059 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{1.00 \times 10^6}{59 \times 348} = 48,7 \text{ mm}^2 = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_f = 0,48 \text{ cm}^2$$

B. Les armatures en flexion composée

$$A_s = A_f \frac{N_u}{f_{ed}} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 0,39 \text{ cm}^2$$

C. Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_{ser} - 0,45xd}{e_{ser} - 0,185xd} \right)$$

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

Conclusion : Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

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

Soit : $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

D. Les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{rep}} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$. Répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.1.5 Vérifications

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u \max} = 1,5' Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.21 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa. (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS**

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

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

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

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right] \text{ (Moment d'inertie)} \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

1. Position de l'axe neutre

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2} \right)} - 1 \right] \longrightarrow Y = 1.91 \text{ c}$$

2. Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right] \longrightarrow I = 1350.47 \text{ cm}^4$$

D'où $K = \frac{0.6 \times 10^6}{1350.47 \times 10^4} = 0.044$

$$\sigma_{bc} = 0.044 \times 19.1 = 0.84 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 40.19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa}$$

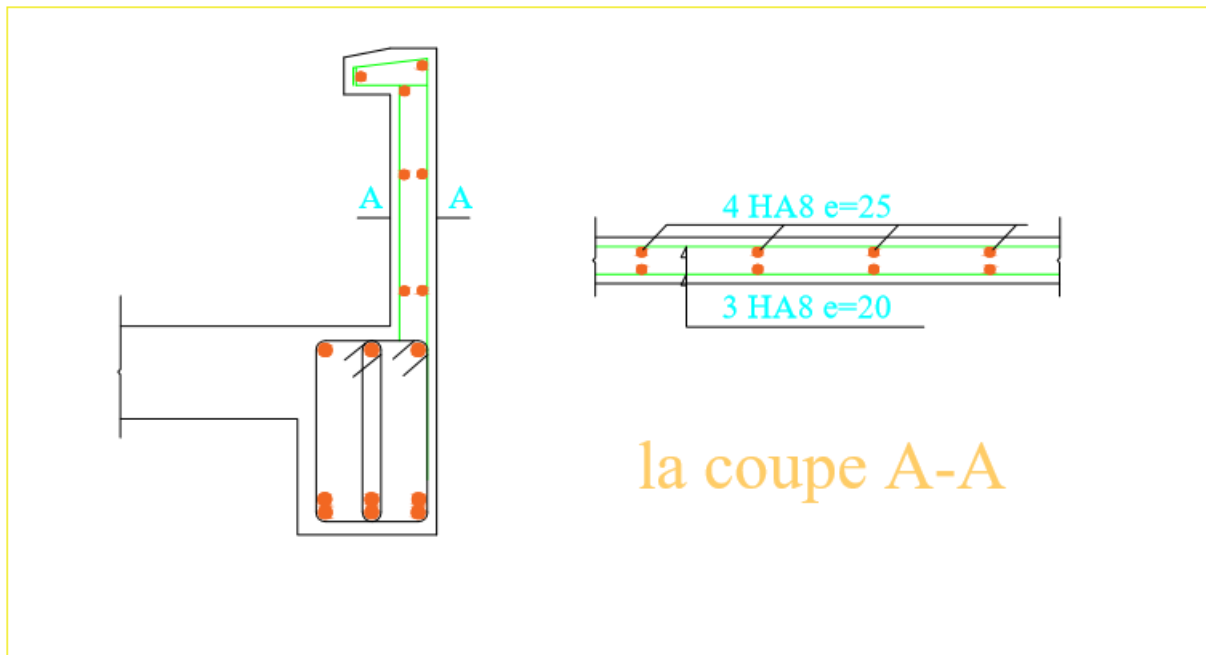


Figure III.2. : Schémas de ferrailage de l'acrotère

III.2 Calcul des escaliers

L'escalier est calculé à la flexion simple pour un ponde de 1m.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

III.2.1 Détermination des efforts

III.2.1.1 Les sollicitations de calcul

- Pour le palier : $G = 5,30 \text{ KN/m}^2$.
 $Q = 2,50 \text{ KN/ m}^2$.
- Pour la volée : $G = 7,17 \text{ KN/ m}^2$.
 $Q = 2,50 \text{ KN/ m}^2$.

III.2.1.2 Combinaison des charges

- L'état limite ultime (ELU) : $(1,35G+1,5Q)$
 - Palier : $q_{u1} = 1,35 \times 5,30 + 1,5 \times 2,5 = 10,90 \text{ KN/ m}^2$.
 - Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 7,17 + 1,5 \times 2,5 = 13,42 \text{ KN/ m}^2$.
- L'état limite de service (ELS) : $(G+Q)$
 - Palier : $q_{s1} = 5,30 + 2,5 = 7,80 \text{ KN/ m}^2$.
 - Paillasse : $q_{s2} = 7,17 + 2,5 = 9,67 \text{ KN/ m}^2$.

III.2.1.3 Les moments fléchissant et les efforts tranchants

On travail par un logiciel qui s'appelle RDM 6 et on trouve les résultats suivants :

➤ **A ELU :**

$$M_{\text{travée}} = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 25.91 \text{ KN.m}$$

$$T = 28.23 \text{ KN}$$

➤ **A ELS :**

$$M_{\text{travée}} = 2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 18.87 \text{ KN.m}$$

$$T = 20.4 \text{ KN}$$

III.2.2 Ferrailage

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable, en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur

❖ **Armatures longitudinales**➤ **En travée :**

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{3.75 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0.014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,391 \quad A_s' = 0 \text{ (on n'a pas des armatures comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.667$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.098 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z.f_{ed}} = \frac{3.75 \times 10^6}{98.98 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 5 \text{ HA } 12 \text{ Avec } A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis**

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{25.91 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0.1$$

$$\mu = 0.1 < \mu_l = 0.391 \quad A_s' = 0 \text{ (on n'a pas des armatures comprimé)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.667$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.098 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{25.91 \times 10^6}{98.98 \times 348} = 7.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{5HA 14 \text{ avec } 7.7 \text{ cm}^2}$$

❖ Armature de réparation

➤ En travée

$$A_t = A_s / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ et on prend } \mathbf{5HA10 \text{ avec } A_s = 3.93 \text{ cm}^2}$$

➤ En appuis

$$A_t = A_s / 4 = 1.92 \text{ cm}^2 \text{ et on prend } \mathbf{5HA10 \text{ avec } A_s = 3.93 \text{ cm}^2}$$

III.2.3 Vérifications

➤ A ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité

$$\text{On a : } A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (135) \cdot (2.1)}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{travée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$$A_{s\text{appuis}} = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

2. Vérification de la disposition des armatures (Art824BAEL91)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = (45\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{C'est vérifié}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = (60\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \text{C'est vérifié}$$

3. Vérification de la longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e \quad \text{avec : } L_s : \text{longueur de scellement droit des barres}$$

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} \quad \Psi = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_s = 49,3 \text{ cm}}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à $\mathbf{L_r = 0,4 L_s}$ (L_r : longueur d'ancrage)

D'où : $L_r = 0,4 \times 49,3 = 19,72 \text{ cm}$

Soit : $L_r = 20 \text{ cm}$

4. Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

($T_U^{\max} = 28,23 \text{ kN}$). donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{28,23 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

5. Vérification de l'adhérence aux appuis

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 dx \sum U_i}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} : \text{contrainte d'adhérence} \\ \bar{\tau}_{se} : \text{contrainte limite d'adhérence} \\ \sum U_i = \pi \phi n : \text{sommes des périmètres utiles des barres} \\ \phi : \text{Diamètre d'une barre (14 mm)} \\ n : \text{nombre des barres (5 barres)} \\ \tau_{se} = \frac{28230}{0,9 \times 135 \times 5 \times \pi \times 14} = 1,06 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **A ELS**

1. Contrainte de compressions dans le béton

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible)

$$\sigma_b = K * Y \left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{ser}}{I} \\ I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2} \right)} - 1 \right] \text{ y : position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

• **En appuis**

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.1. Vérification de la contrainte de béton à ELS en appuis

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
18.87	7.7	9403.5	4.55	0.2	9.13	15	Vérifier

• **En travée**

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.2. Vérification de la contrainte de béton à ELS en travée

Mser (kg.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
2.65	5.65	7766.26	4.01	0.034	1.36	15	Vérifier

2. Contrainte de compressions dans l'acier

• **En appuis**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec $\bar{\sigma}_s = f_e = 400$ MPa (fissuration peut nuisible)

Et : $\sigma_s = nK(d - y)$ **Tel que** $n = 15$.

Et on trouve $\sigma_s = 345.91$ MPa $\longrightarrow \sigma_s = 345.91$ MPa < $\bar{\sigma}_s = 400$ MPa.....**CV**

2. En travée

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Et on refait calculs comme le cas **en appuis** et on trouve : $\sigma_s = 44.72$ MPa

Donc : $\sigma_s = 44.72 < \bar{\sigma}_s = 400$ MPa.....**CV**

➤ **Vérification de la flèche**

On peut dire que ; Si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec : l : La portée entre nus d'appuis (2.85m)

h : hauteur de la section (15cm)

M_t : moment max en travée

M_0 : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la Vérifier avec la flèche admissible.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{285} = 0.0526 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc le calcul de la flèche est indispensable

• **Calcule la flèche**

$$\text{On a } f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$q_s = \max(\text{palier}, \text{volée}) = (7,8 \text{ KN/ml}, 9,67 \text{ KN/ml}) = 9,67 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différée = 10818,86 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S_{xx} : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

✓ **Aire de la section homogène**

$$B_0 = B + Nh = b \times h + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 7.7 = 1615.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment statique de la section homogène par rapport à (x x)**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 13.5 = 12809.25 \text{ cm}^3$$

✓ **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12809.25}{1615.5} = 7.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.07 \text{ cm}$$

✓ **Module d'inertie de la section homogénéisée**

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15[A(V_2 - c)^2]$$

$$I = 31985.72 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} = \frac{5 \times 9.67 \times 3.25^4}{384 \times 10818.86 \times 31985.72 \times 10^{-5}} = 1.18 \times 10^{-4} \text{ m} = 0.01 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0.67 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad f = 0.01 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

III.2.4 Ferrailage de la poutre palière

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

➤ **Selon le CBA 93**

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$23.3 \leq h \leq 35 \text{cm}$, on prend : $h = 35 \text{cm}$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$, on prend : $b = 25$

➤ **Selon le RPA99/ version 2003**

- $h \geq 30$: vérifier, $h = 35$

- $b \geq 20$: vérifier $b=25$

- $h/b = 35/25 = 1.4 < 4$, condition vérifier

Donc on choisit une section de la poutre palière $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

• **Sollicitation**

-Le poids propre de la poutre

$$G = 1 \times 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.18 \text{ kN/ml}$$

-Le poids propre de la paillasse :

$$q_v = 7,17 \times 3.25/2 = 11.65 \text{ KN/ml}$$

-Poids propre de palier :

$$q_p = 5.30 \times 1.4 = 7.42 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 25 \times (1,4 + 3.25/2) = 7.56 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaison de charge****ELU :**

$$q_{u1} = 1.35 \times (2.18 + 11.65 + 7.42) + 1.5 \times 7.56 = 40.02 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$q_{u1} = (2.18 + 11.65 + 7.42) + 7.56 = 28.81 \text{ kN.m}$$

On trouve que :

$$V_u = R_A = R_b = 40.02 \times 3.5/2 = 70 \text{ KN}$$

• **Calcul des moments****ELU:**

$$M_{\max} (\text{en travée}) = 0.85 \times \frac{Pl^2}{8} = 52.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (\text{sur l'appui}) = 0.3 \times \frac{Pl^2}{8} = 18.38 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{\max} (\text{en travée}) = 0.85 \times \frac{Pl^2}{8} = 37.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} (\text{sur l'appui}) = 0.3 \times \frac{Pl^2}{8} = 13.23 \text{ kN.m}$$

- **Ferrailage**

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu nuisible.

- a. En travée.**

$$M_{\max} = 52.08 \text{ kN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier type 1 FeF40

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.315 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.147$$

$\mu < \mu_l = 0.293$, pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0.67$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 23.06 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 6.49 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$: condition vérifier

- **Choix des barres :**

On adopte : 5 HA 14 = 7.7 cm²

- b. sur appui :**

$$M_{\max} = 18.38 \text{ kN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.305 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.052 \text{ Mpa}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$, pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right), \alpha = 0.67$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 23.06\text{m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 2.48\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$: condition vérifier

- **Choix des barres :**

On prend : 3HA 12 = 3.39 cm²

c. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bod}$$

$$Vu = 70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 70000 / (315 \times 25) = 0,89 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$: pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification a l'ELS :

$$M_{t \text{ ser}} = 37.43\text{kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 13.23\text{kN.m}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} Y \leq \sigma_b = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

En travée : $I = 57836.7\text{cm}^4$ et $y = 12.94\text{cm}$

$$\sigma_{bc} = 8.37\text{MPa} < 15\text{MPa} : \text{vérifié}$$

Sur appui : $I = 32442.7\text{cm}^4$ et $y = 10.98\text{cm}$

$$\sigma_{bc} = 4.48\text{MPa} < 15\text{MPa} : \text{vérifié}$$

e. Condition de la flèche

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.25 \times 0.35^3 / 12 = 8.93 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

E : est le module de YOUNG, donné par :

$$E = 10818.68\text{Mpa}$$

L : la longueur de la poutre $L = 3.5 \text{ m}$

$$P : 28.81 \text{ KN/ml}$$

Donc on obtient : $f = 0,64\text{cm}$

On doit également vérifier que :

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

$$f = 0.64 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$, la condition est vérifiée

- **Les Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent vérifiées :

$$\phi_t \leq \min \{ h/35, b_0/10, \phi_t \}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 35/35, 25/10, 1.4 \} = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales**

-A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

1. $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (28.35; 40 \text{ cm})$$

2. $S_t \leq A_t f_e / (0.4 b_0)$

$$S_t \leq 80.4 \text{ cm}$$

-A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

-Zone courante : $S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$

-Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4; 12 \Phi_t) = 8.75 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

-Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

-Zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$

III.3 Calcul du Balcon

Le balcon travaille comme une console dalle pleine encastree à son extrémité au niveau de la poutre de rive. Avec une portée de 1.4 m et une épaisseur de 15cm.

III.3.1 Détermination des efforts

- Charges permanentes : $G_1 = 5,30 \text{ KN/ m}^2$.
- 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 maçonnerie) : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$

III.3.2 Combinaisons de charges

- **L'état limite ultime (ELU)**

$$q_u \text{ dalle} = p_u = (1.35 G_1 + 1.5 Q_1) \times 1 = 12.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \text{ garde du corps} = p = (1.35 G_2) \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

$$q_u \text{ main courante} = q_u = (1.5 Q_2) \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

➤ **L'état limite de service (ELS)**

$$q_u \text{ dalle} = p_s = (G_1 + Q_1) \times 1 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \text{ garde du corps} = p = (G_2) \times 1 = 1 \text{ KN}$$

$$q_u \text{ main courante} = q_s = (Q_2) \times 1 = 1 \text{ KN}$$

III.3.3 Schéma statique de calcul

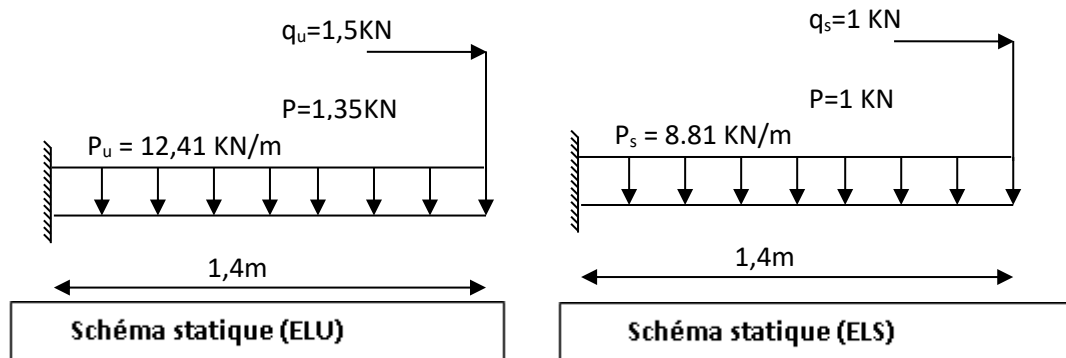


Figure III.3. Les schémas statiques du balcon à ELU et à ELS

III.3.4 Les moments et Les efforts tranchants

➤ **L'ELU**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times L + q_u = 15.55 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times L + P = 18.72 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS**

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + p \times L + q_s = 11.03 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s \times L + P = 12.33 \text{ KN}$$

III.3.5 Ferrailage

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable. En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

❖ **Armatures longitudinales**

On a: $b = 1\text{m}$ $h = 15\text{cm}$ $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.55 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times (135)^2} = 0.06$$

avec: $\mu_l = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.391$ avec : $\alpha = 0.668$ pour FeE 400

$\mu = 0.06 < \mu_l = 0.391$ \longrightarrow $A_s' = 0$ (on n'a pas des armatures comprimé)

$Z = d(1 - 0.4\alpha)$ avec : $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$

$Z = 13.08 \text{ cm.}$

$$A_l = \frac{M_u}{Z F_{ed}} = \frac{15.55 \times 10^6}{130.8 \times 348} = 341.62 \text{ mm}^2 = 3.41 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 5HA12 = 5.65 cm² avec S_t=20 cm

❖ **Armatures de répartition**

On a A_t = $\frac{A_l}{4} = \frac{3.41}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$ Donc on prend : 4HA10 = 3.14 cm² avec S_t=25 cm

III.3.6 Vérifications

➤ **A ELU**

1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (135) \cdot (2.1)}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

A_l = 5.65 cm² > A_{min} = 1.63 cm²CV

A_t = 3.14 cm² > A_{min} = 1.63 cm²CV

2. Vérification de la disposition des armatures

Armatures longitudinales

S_t ≤ min (3h, 33cm) = 33cm

S_t = 20cm < 33cm..... CV

Armatures de répartitions

S_t ≤ min (4h, 45cm) = 45cm

S_t = 25cm < 45cm..... CV

1. Vérification de l'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable (T_U^{max} = 18.72 KN).donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5MPa) = \min(3.25MPa, 5MPa) = 3,25MPa \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{18.72 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \text{ MPa}$$

τ_u = 0.14 MPa ≤ τ_u = 3.25 MPaCV

2. Vérification de l'adhérence aux appuis

Il faut vérifier que : τ_{se} ≤ τ_{se}⁻ = Ψ_sf_{t28} Ψ_s=1,5 pour FeE400

$$\tau_{se}^- = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9dx \sum U_l} = \frac{18720}{0,9 \times 135 \times 5\pi \times 12} = 0.82 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.82 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **A ELS**

1. Contrainte de compressions dans le béton

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = K * Y$$

Avec

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)}$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2} \right)} - 1 \right] \text{ y : position de l'axe neutre}$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.3. Vérification de la contrainte de béton dans le balcon

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
11.03	5.65	9.7 10 ³	4.01	0.11	4.41	15	Vérifier

2. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

1) $\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

2) $\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

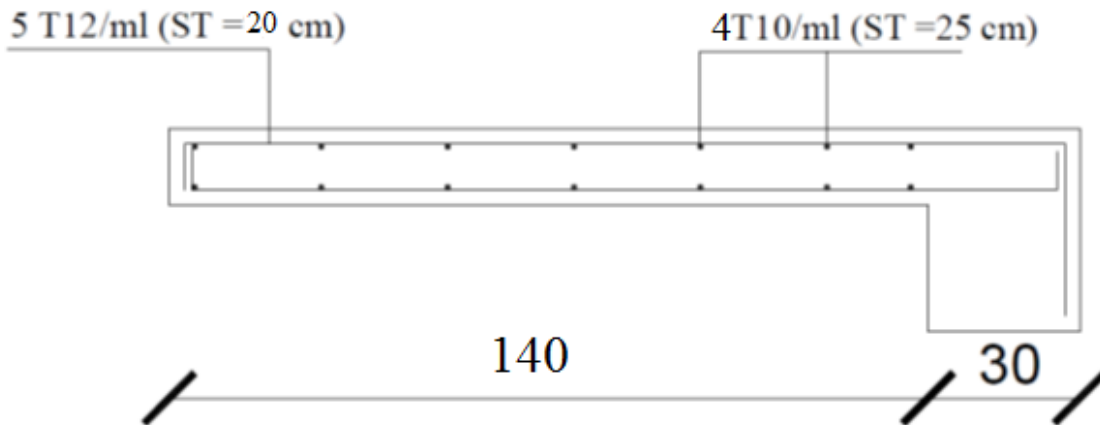


Figure III.4. : Schéma de ferrailage de balcon

III.4 Calcul des planchers

III.4.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un ouvrage.

Les planchers de notre ouvrage sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **20 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III.4.2 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 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**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

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

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension

($4 \times 5 \times 200 \times 200$) mm².

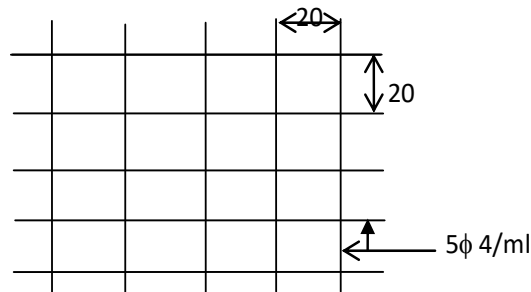


Figure III.5. Treillis soudés (200x200)

III.4.3 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III.4.3.1 Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle**

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml.}$$

- **Poids du corps creux**

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml.}$$

- **Poids totale**

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN / ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul à ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

• Combinaisons des charges

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN / ml.}$$

• Calcul du moment en travée

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 1.97 \times \frac{4.5^2}{8} = 4.99 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4.5}{2} = 4.43 \text{ KN}$$

1) Ferrailage

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.99 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.32$$

$$\mu_u = 7.32 > \mu = 0.392 \quad \longrightarrow \text{ La section est doublement armée.}$$

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.

La distance entre fil d'étais est de 190 cm.

III.4.3.2 Après coulage de la dalle 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

$$\checkmark \text{ Charge permanente : } G = 5.3 \times 0.65 = 3.44 \text{ KN/ml}$$

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

• Terrasse

$$\checkmark \text{ Charge permanente : } G = 6.33 \times 0.65 = 4.11 \text{ KN/ml}$$

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

• Etage de service

$$\checkmark \text{ Charge permanente : } G = 5.3 \times 0.65 = 3.44 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark \text{ Surcharge d'exploitation : } Q = 2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges**

Pour étage de service

✓ **A'ELU**

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) * b$$

$$P_u = (1.35 * 5.3 + 1.5 * 2.5) * 0.60$$

$$P_u = 6.54 \text{ KN/ml}$$

✓ **A'ELS**

$$P_{\text{ser}} = G + Q$$

$$P_{\text{ser}} = (5.3 + 2.5) * 0.60$$

$$P_{\text{ser}} = 4.68 \text{ KN/ml}$$

Pour étage d'habitation

✓ **A'ELU**

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) * b$$

$$P_u = (1.35 * 5.3 + 1.5 * 1.5) * 0.60$$

$$P_u = 5.64 \text{ KN/ml}$$

✓ **A'ELS**

$$P_{\text{ser}} = G + Q$$

$$P_{\text{ser}} = (5.3 + 1.5) * 0.60$$

$$P_{\text{ser}} = 4.08 \text{ KN/ml}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 03 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- La méthode des trois moments.

❖ **Méthode forfaitaire**

★ **Principe de la méthode**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

★ **Domain d'application**

Cette méthode est applicable si les trois hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) .

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

2). Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3). Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

Remarque

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

★ L'application de la méthode

1)

$$\begin{cases} Q = 1.5 \leq 2G = 10.6 \text{KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \leq 5 \text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
CV \longrightarrow

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.43}{4.52} = 1 \longrightarrow 0.8 < 0.75 < 1.2 \longrightarrow \text{C.N.V} \right.$$

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.

Méthode de Caquot**➤ Domaine d'application**

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

➤ Application de la méthode

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives **L_w** et **L_e**. Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité **q_w** et **q_e**.
- Des charges concentrées **P_w** **P_e** appliquées à des distances **a_w** et **a_e** de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers la droite de la travée **e**).
- La longueur réduite de chaque travée **L'**:
 - ★ **L' = L** pour une travée de rive.
 - ★ **L' = 0.8 L** pour une travée intermédiaire.

➤ Règle des moments**• Les moments en appuis**

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^{\beta} + q_e \cdot L_e^{\beta}}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis dû aux charges réparties sur les deux travées.

- Les moments en travées

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \implies X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

➤ Règle de l'effort tranchant

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

$$V_e = V_w + q \times L$$

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

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

❖ Application de la méthode (Caquot) :

1. Schéma des travées :

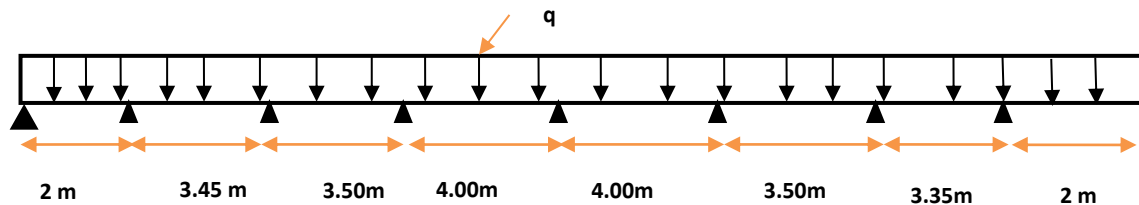


Figure III.6. Schéma des travées

➤ Calcul à ELU

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant :

Avec $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.3 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7.1 \text{ KN/m}$

Tableau III.4. Les longueurs et les charges des travées à ELU

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
q_u (KN/m)	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1
L(m)	2.00	3.45	3.50	4.00	4.00	3.50	3.35	2.10
L'(m)	2.00	2.76	2.8	3.2	3.2	2.8	2.68	2.10

- Le moment en appuis M_a

Tableau III.5. Les moments en appuis à ELU

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8	9
L'_w (m)	0	2.00	2.76	2.8	3.2	3.2	2.8	2.68	2.10
L'_e (m)	2.00	2.76	2.8	3.2	3.2	2.8	2.68	2.10	0
M_a (KN.m)	0	- 5.09	- 6.46	- 7.62	- 8.55	- 7.62	- 6.28	- 4.98	0

- Le moment en travée Mt

Tableau III.6. Les moments en travées à ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
M _w (KN.m)	0	- 5.09	- 6.46	- 7.62	- 8.55	- 7.62	- 6.28	- 4.98
M _e (KN.m)	- 5.09	- 6.46	- 7.62	- 8.55	- 7.62	- 6.28	- 4.98	0
V _w (KN)	-4.5	-11.85	-12.09	-13.97	-14.43	-12.28	-12.28	-9.82
V _e (KN)	9.7	12.64	12.76	14.43	13.97	12.57	11.5	5.09
X ₀ (m)	0.63	1.67	1.7	1.97	2.03	1.73	1.73	1.38
M _t (KN.m)	1.43	4.8	5.33	6.12	6.11	2.99	4.34	1.81

➤ **Calcul à ELS**

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 = (5.33+2.5) \times 0.65 = 5.1 \text{ KN/m}$$

Tableau III.7. Les longueurs et les charges des travées à ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
q _s (KN/m)	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
L(m)	2.00	3.45	3.50	4.00	4.00	3.50	3.35	2.10
L'(m)	2.00	2.76	2.8	3.2	3.2	2.8	2.68	2.10

- Le moment en appuis Ma

Tableau III.8. Les moments en appuis à ELS

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8	9
L' _w (m)	0	2.00	2.76	2.8	3.2	3.2	2.8	2.68	2.10
L _e '(m)	2.00	2.76	2.8	3.2	3.2	2.8	2.68	2.10	0
M _a (KN.m)	0	-3.66	-4.64	-5.47	-6.14	-5.47	-4.51	-3.58	0

- Le moment en travée Mt

Tableau III.9. Les moments en travées à ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
M _w (KN.m)	0	-3.66	-4.64	-5.47	-6.14	-5.47	-4.51	-3.58
M _e (KN.m)	-3.66	-4.64	-5.47	-6.14	-5.47	-4.51	-3.58	0
V _w (KN)	-3.27	-8.51	-8.6	-10.03	-10.36	-9.19	-8.82	-7.06
V _e (KN)	6.93	9.08	9.25	10.36	10.04	8.66	8.26	3.65
X ₀ (m)	0.64	1.67	1.69	1.97	2.03	1.80	1.73	1.38
M _t (KN.m)	1.05	3.44	2.61	4.39	4.38	2.81	3.12	1.31

➤ **Le ferraillage**

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

On a les efforts suivants :

- **A ELU**

Tableau. III.10. Les moments et les efforts tranchant à ELU

$M^a_{u(max)} (KN.m)$	$M^t_{u(max)} (KN.m)$	$V_{W(max)} (KN)$	$V_{e(max)} (KN)$
8.55	6.12	14.43	14.43

- **A ELS**

Tableau. III.11. Les moments et les efforts tranchant à ELS

$M^a_{ser(max)} (KN.m)$	$M^t_{ser(max)} (KN.m)$	$V_{W(max)} (KN)$	$V_{e(max)} (KN)$
6.14	4.39	10.36	10.36

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

1. En travée

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en **T**.

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

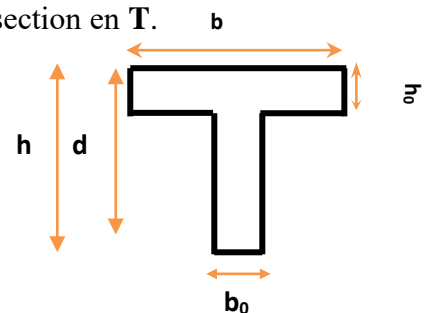


Figure III.7. Section en T

On a le moment équilibré par la table de compression : $M^t_u = 6.12 \text{ KN.m}$

Et on a $M_0 = bh_0 F_{bc} (d - \frac{h_0}{2})$, $F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$ $M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$

➔ $M^t_u (max) \leq M_{tu}$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b =65cm et h=20cm

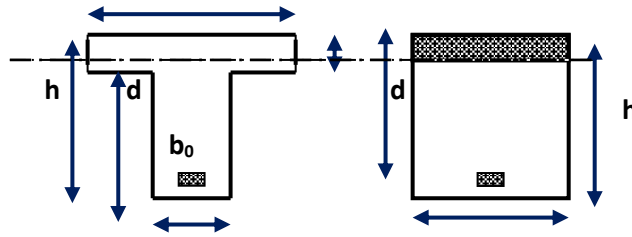


Figure III.8. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

$$\text{On a : } \mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6120000}{650 \times (180)^2 \times 14,20} = 0,020$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) \quad \text{tel que } \alpha_1 = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

Donc : $\mu_{bu} = 0,020 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\text{On a : } A_s = \frac{M_t^{\max}}{Z \cdot f_{ed}}$$

$$\text{Et : } Z = d (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.67$$

$$Z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_t^{\max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{6.12 \times 10^6}{130 \times 348} = 135.28 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

Et on prend : 3HA10 avec $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

2. En appuis

On a $M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$ et le moment max en appuis est $M_a^{\max} = 8.55 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Remarque

Si l'axe neutre se trouve de la table de compression le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8550000}{120 \times (180)^2 \times 14,20} = 0,15$$

moment réduit limite μ_l :

$$\mu_l = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) \quad \text{tel que } \alpha_1 = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

$$\text{On a : } A_s = \frac{M_a \max}{Z \cdot f_{ed}}$$

$$\text{Avec } Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad \text{avec : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.67$$

$$Z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.67) = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{8.55 \times 10^6}{130 \times 348} = 188.99 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.88 \text{ cm}^2$$

Et on prend : **2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$**

➤ **Vérification**

A. A ELU

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.2/BAEL99)

Par les règles BAEL91/99 il doit être vérifié la condition suivante : $A_{st} \geq A_{min}$
avec $A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e}$

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0.23 \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{En appui : } A_{min} \geq 0.23 \frac{2.1}{400} \times 12 \times 18 = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant

On a La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{14.43 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313 BAEL91)

On doit vérifier :

$$T_u < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b}$$

- **Appui de rive :** $T_u = 9.82 \text{ KN}$, $a = 0.9d = 0.9(0.18) = 0.162 \text{ m}$

$$T_u = 9.82 \text{ KN} < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0.4(25)0.12 \times 0.162}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :** $T_u = 14.43 \text{ KN}$, $a = 0.9d = 0.9(0.18) = 0.162$

$$T_u = 14.43 \text{ KN} \prec \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0.4(25)0.12 \times 0.162}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

4. Vérification de l'adhérence aux appuis (Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{ET} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec } V_u = 14.43 \text{ KN}$$

Avec : $\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12 \text{ mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{14.43 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 3.14 \times 12} = 1.18 \text{ MPa} ; \quad \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

➔ $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s \dots\dots\dots \text{CV.}$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

B. A ELS

1. Vérification des contraintes de compression dans le béton

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

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

σ_b : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_b = KY = \frac{M_{ser}}{I} y$)

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y = \frac{15(As + As')}{b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{b(dAs + d'As')}{7.5(As + As')^2} \right)} - 1 \right] \text{ y : position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

- En travée

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau. III.12. Vérification de la contrainte du béton en travée

Mser (KN.m)	As (cm ²)	b (cm)	d (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
6.12	2.36	65	18	3.88	8323.42	0.07	2.85	15	Vérifier

- En appuis

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau. III.13. Vérification de la contrainte du béton en appui

Mser (KN.m)	As (cm ²)	b (cm)	d (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
8.55	2.26	65	18	3.83	8024.02	0.11	4.08	15	Vérifier

2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

3. Vérification de la flèche

On a les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

As : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la

Vérifier avec la flèche admissible.

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{CNV}$

Donc le calcul de la flèche est indispensable

- Calcul de la flèche

$$\text{On a } f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

- ✓ $E = 11000\sqrt[3]{f_c} = 32,164 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

- ✓ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh_0 + b_0(h - h_0) + 15A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

- ✓ Moment statique :

$$S_{xx} = \frac{b_0 h_0^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

- ✓ Position du centre de gravité :

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2 \longrightarrow I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} = \frac{5 \times 4.76 \times 3.45^4}{384 \times 32,164 \times 14994.327} = 0.672 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \bar{f} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm}$$

$$f = 0.672 \text{ cm} < \bar{f} = 0,69 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

III.5 Etudes des dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

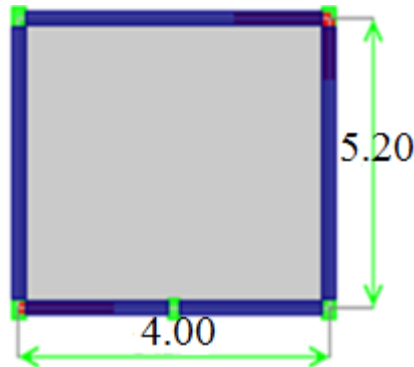


Figure III.9. Le panneau le plus long de la dalle pleine

III.5.1 Les sollicitations de calcul

Tableau III.14. : sollicitations de calcul des dalles pleines

Type des charges	g (kn/m ²)	q (kn/m ²)	qu=1.35G+1.5Q (kn /m ²)	qs =G+Q (kn/m ²)
La valeur des charges	7.45	2.5	13.81	9.95

III.5.2 Ferraillage de la dalle

Le ferraillage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y, correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de 1 m de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un « panneau » de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- -Si $0,40 \leq L_x/L_y \leq 1 \rightarrow$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\alpha < 0,40$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

➤ **Evaluation des moments**

On a $\alpha = L_x/L_y = 4/5.20 = 0.77 \rightarrow \alpha \geq 0.4$

Donc Le panneau porte dans les deux sens.

Au centre de la dalle et pour une bande de 1 m de largeur on aura :

$M_{ox} = \mu_x q_u l^2$ (bande parallèle L_x).

$M_{oy} = \mu_y M_{ox}$ (bande parallèle L_y).

Valeurs approchées du coefficient

- Dans le sens de la petite portée (X-X)

Au centre de la dalle $M_{tx} = 0.75 M_{ox}$
 Sur le bord extrême $M_{ax} = -0.5 M_{ox}$

- Dans le sens de grande portée (Y-Y)

Au centre de la dalle $M_{ty} = 0.75 M_{oy}$
 Sur le bord extrême $M_{ay} = -0.5 M_{oy}$

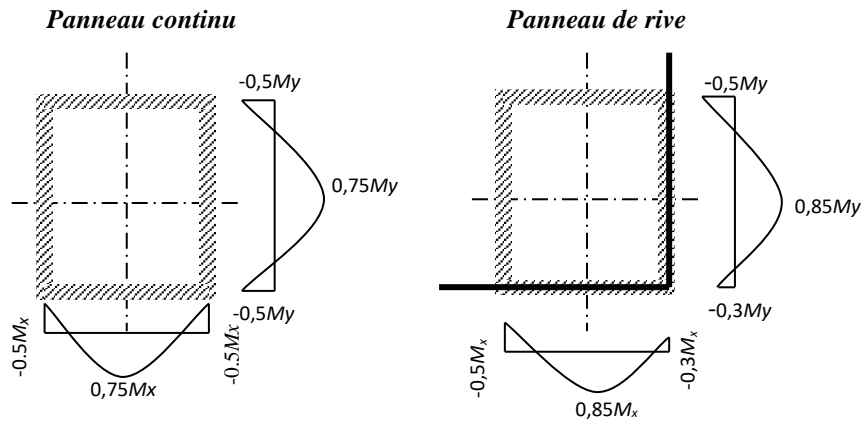


Figure III.10. Moments dans les panneaux

➤ **Evaluation de l'effort tranchant**

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour :

Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour } \alpha < 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{qLx}{2} \\ V_y = 0 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \alpha \geq 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{qLx}{2} \frac{1}{1 + \alpha/2} \\ V_y = \frac{qLx}{3} \leq V_x \end{array} \right.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau III.15. Moments et efforts tranchants dans la dalle

		α	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{oy}	Sens X-X			Sens Y-Y		
							M_{tx}	M_{ax}	V_x	M_{ty}	M_{ay}	V_y
	ELU	0.77	0.059 6	0.544	13.17	7.16	9.88	6.58	19.94	5.37	6.58	18.41
	ELS	0.77	0.064 4	0.671	10.25	6.88	7.69	5.12	14.37	5.16	5.12	13.27

➤ **Ferraillage de la dalle**

Cas où $\alpha < 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans le sens Lx.

Dans le sens Ly on disposera un ferraillage minimale $A_y = A_x/4$ pour des charges uniformément réparties.

Cas où $\alpha \geq 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

Le tableau suivant illustre les résultats obtenus :

Tableau III.16. Ferraillage de la dalle

		M_u (Kn.m)	M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	choix des barres
Sens X-X	En appui	6.58	5.12	1.43	2.17	3.93	5HA10 e=20
	En travée	9.88	7.69	2.17	2.17	3.93	5HA10 e=20
Sens Y-Y	En appui	6.58	5.12	1.43	2.17	3.93	5HA10 e=20
	En travée	5.37	5.16	1.17	2.17	3.93	5HA10 e=20

➤ **Vérifications des contraintes à l'ELS**

❖ **Vérifications des contraintes dans l'acier**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

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

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

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)}$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2} \right)} - 1 \right] \text{ y : position de l'axe neutre}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Vérification à ELS

		M _{ser} (Kn.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	K=M _{ser} /I (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Sens X-X	En appui	5.12	3.93	4.05	13686.15	0.037	1.5	Vérifier
	En travée	7.69	3.93	4.05	13686.15	0.056	2.3	Vérifier
Sens Y-Y	En appui	5.12	3.93	4.05	13686.15	0.037	1.5	Vérifier
	En travée	5.16	3.93	4.05	13686.15	0.038	1.54	Vérifier

❖ **Vérifications des contraintes dans l'acier**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

❖ **Etat limite de déformation**

On peut admettre que le calcul de la flèche n'est pas indispensable si toutes les conditions spécifiées précédemment sont vérifiées.

▪ $\frac{h}{l} = \frac{20}{520} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ CNV

-la première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

On a : α=0.77>0.4 la flèche au centre se calcule de façon suivante :

- On calcule la flèche comme une poutre de portée l_x (petite dimension) de largeur b=1m et soumise aux moment de flexion de service déterminés dans le sens x
- On multiplie le résultat obtenu par (1-0,1α).

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} (1-0,1\alpha) = 0.923 \frac{5 \times 9.95 \times 4 \times 10^3}{348 \times 10818.86 \times 6.66} = 0.04 \text{ cm}$$

Avec $I = \frac{be^3}{12} = 6.66 \times 10^4 \text{ cm}^2$

Et On a: $\bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$

$f = 0,04 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{C.V}$

III.6 Etude de la salle machine

III.6.1. Introduction

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 $(1,60 \times 1,60) \text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

III.6.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine

III.6.2.1 Calcul des moments

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

➤ Epaisseur de la dalle

$$H_0 = \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour la une dalle pleine est de 12cm selon le RPA99 version 2003, donc on prend une épaisseur de 15cm.

La dalle qui support les machine est de béton arme avec une épaisseur de 15cm

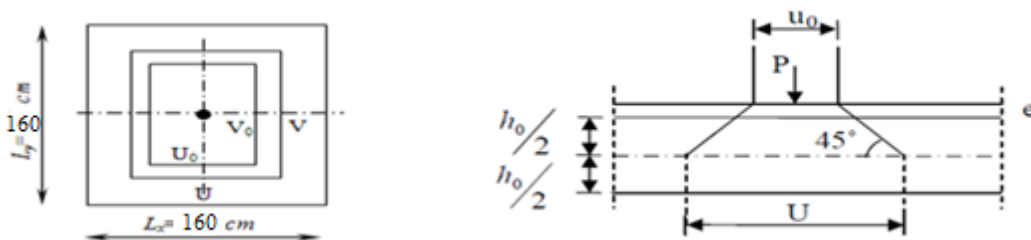


Figure III.11. : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 : \text{Epaisseur de la dalle } (h_0 = 15 \text{ cm}) \\ e : \text{Epaisseur du revêtement } (e=5 \text{ cm}) \\ p : \text{la charge concentrée} \end{array} \right.$$

$k=1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
 $U_0=V_0=50 \text{ cm}$

$$U=U_0+2ke+h_0=50+2 \times 5+15=75 \text{ cm}$$

$$V=V_0+2ke+h_0=50+2 \times 5+15=75 \text{ cm}$$

➤ **Evaluation des moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu M_1)$$

Avec : ν coefficient de poisson .

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de

PIGEAUD.

➤ **Calcul des efforts**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{75}{160} = 0.47 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{75}{160} = 0.47 \end{array} \right.$$

D'où : $M_1 = 0.095$; $M_2 = 0.095$ (tableau de PIGEAUD)

- À L'ELU : $\nu = 0$

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

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,095 = 7,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,095 = 7,31 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}**

On a $M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\text{Pour: } \alpha = 1,00 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

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

$$q_u = 1,35 (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 8,05 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 8,05 \times (1,6)^2 = 0,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,00 \times 0,76 = 0,76 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,31 + 0,76 = 8,07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,31 + 0,76 = 8,07 \text{ KN.m}$$

- À L'ELS : $\nu = 0,2$

$$q_s = G + Q = G \longrightarrow q_s = 57 \text{ Kn}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_{x1} = 57(0.095 + 0.2 \times 0.095) = 6.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 57(0.095 + 0.2 \times 0.095) = 6.5 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle** M_{x2} et M_{y2}

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\text{Pour: } \alpha = 1,00 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1$$

$$q_s = 5.85 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = 0.0441 \times 5.85 \times (1.60)^2 = 0.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.66 \times 1,00 = 0.66 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.5 + 0.66 = 7.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.5 + 0.66 = 7.16 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte de 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.

Tableau III.18. : Evaluation des moments

	Sens	Zone	Moments(KN.m)	
ELU	X-X	sur appuis	0,30M _x =	2.42
		En travée	0,85M _x =	6.86
	Y-Y	sur appuis	0,30M _y =	2.42
		En travée	0,85M _y =	6.86
ELS	X-X	sur appuis	0,30M _x =	2.15
		En travée	0,85M _x =	6.09
	Y-Y	sur appuis	0,30M _y =	2.15
		En travée	0,85M _y =	6.09

III.6.2.2 Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

A. Sens X-X

➤ **Aux appuis**

On a $M_a = 2.42 \text{ KN.m}$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2420000}{1000 \times (135)^2 \times 14,20} = 0,01 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow A_s' = 0$$

On a : $A_s = \frac{Ma}{Z \cdot f_{ed}}$

Avec $Z = d(1 - 0,4\alpha)$ avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,67$

$$Z = 0,135(1 - 0,4 \times 0,67) = 0,1 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{2,42 \times 10^6}{100 \times 348} = 69,5 \text{ mm}^2 = 0,69 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8/ml = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

➤ **En travée**

On a $M_t = 6,86 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6860000}{1000 \times (135)^2 \times 14,20} = 0,03 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow A_s' = 0$$

On a : $A_s = \frac{Ma}{Z \cdot f_{ed}}$

Avec $Z = d(1 - 0,4\alpha)$ avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,67$

$$Z = 0,135(1 - 0,4 \times 0,67) = 0,1 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{6,86 \times 10^6}{100 \times 348} = 197,13 \text{ mm}^2 = 1,97 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

B. Sens-Y-Y

On Opte pour le même ferraillage trouve dans le (sens x-x) car les moments du sens X-X et les moments du sens Y-Y sont égaux.

➤ **Résumé des résultats**

Tableau III.19. : Ferraillage adopté

Zone	Sens	M _u (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
sur appuis	X-X	2.42	4HA8 = 2.01cm ²	25
En travée		6.86	4HA10 = 3.14cm ²	25
sur appuis	Y-Y	2.42	4HA8 = 2.01cm ²	25
En travée		6.86	4HA10 = 3.14cm ²	25

III.6.2.3 Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.2 BAEL91)

Par les règles BAEL91/99 il doit être vérifié la condition suivante : $A_{st} \geq A_{min}$
avec $A_{min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d$

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

En appui : $A_{\min} \geq 0.23 \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

b. Diamètre minimal des barres

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

d. Vérification au poinçonnement (BAEL91/Art : A.5.2.42)

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

Avec :

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan de feuillet moyen

$$\mu_i = 2(U+V) = 2(0.75+0.75) = 3 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times 57 = 76.95 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0.045 \times 3 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 337.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification des contraintes tangentielles

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

$$\text{Au niveau de U on a } V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{76.95}{2 \times 1.60 + 1.60} = 16.03 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V on a } V_u = \frac{q_u}{3v} = \frac{76.95}{3 \times 1.60} = 16.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.03 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.12 \text{ MPa}$$

Et On a La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

III.6.2.4 Vérification à ELS

a. Vérification des contraintes de compression dans le béton

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

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

σ_b : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_b = KY = \frac{M_{ser}}{I} y$)

$$\text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \text{ y : position de l'axe neutre} \end{cases}$$

- En travée :

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.20. Vérification de la contraint de béton en travée

Mser (KN.m)	As (cm ²)	b (cm)	d (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
6.09	3.14	100	13.5	3.13	6087.13	0.1	3.13	15	Vérifier

- En appuis :

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.21. Vérification de la contraint de béton en appui

Mser (KN.m)	As (cm ²)	b (cm)	d (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
2.15	2.01	100	13.5	2.57	4167.69	0.052	1.33	15	Vérifier

b. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période...) sous l'effet du séisme.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Caractéristiques géométrique du bâtiment

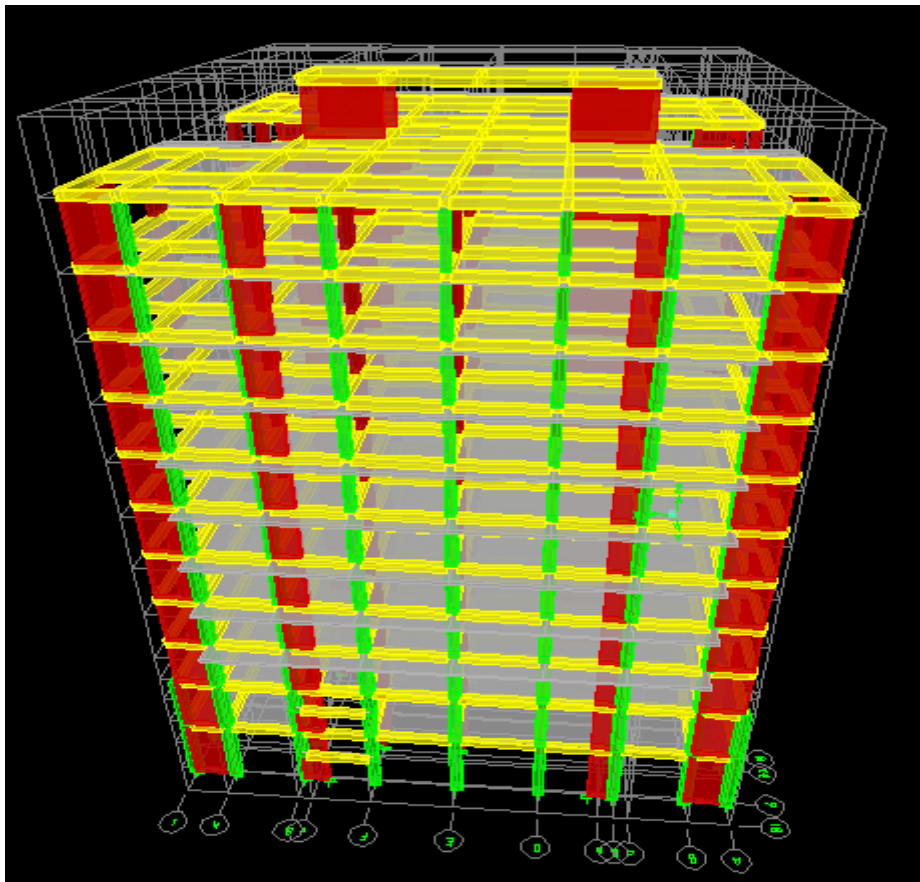


Figure IV-1 : Vue en 3 D

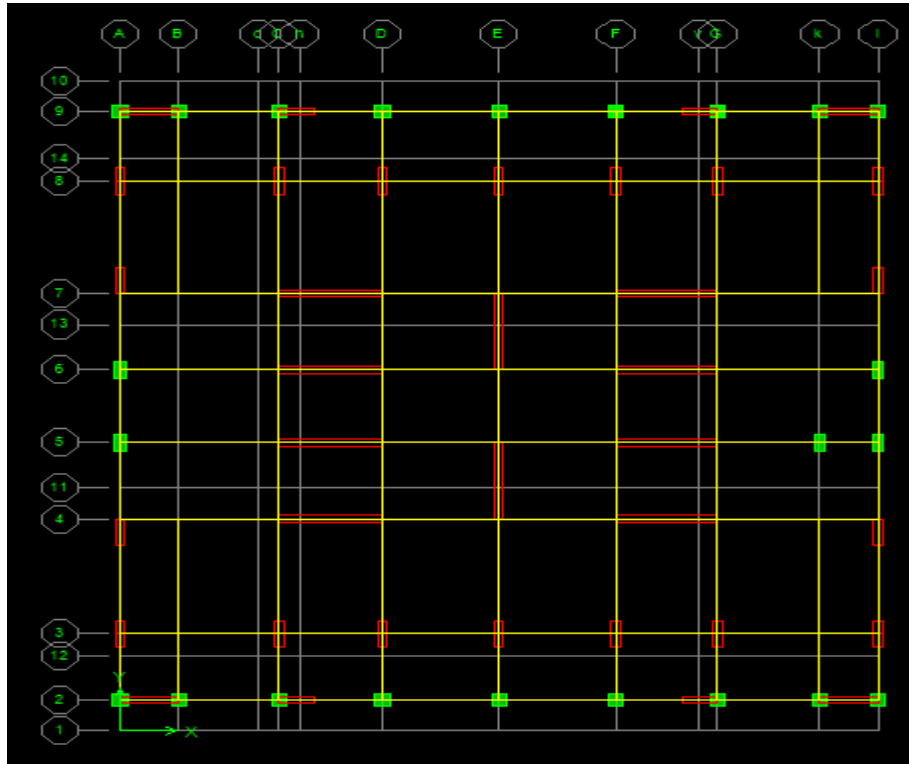


Figure IV-2 : vue en plan

➤ Centre de masse

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

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 rigidité

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En générale deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus, les efforts horizontaux (séisme, vent ...etc) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subi une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $(\pm 0,05L)$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

➤ Le tableau suivant représente le centre de masse et centre de torsion ainsi que la masse totale de la structure obtenue à partir de fichier résultat de l'analyse par le logiciel **ETABS 9.7.0**

Remarque

Plusieurs variantes de disposition des voiles ont été proposées, néanmoins les conditions sur la période n'ont pas été vérifiées. Il a été décidé d'augmenter l'épaisseur des voiles de 20 et 25 cm à 30 cm pour remédier à ce problème.

Il est à signaler que la disposition de voiles proposée par le BET concerné ne vérifie pas les conditions réglementaires parasismique notamment la période et le mode de vibration.

Tableau IV.1 -Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage

Story	Masse (t)	Centre de masse (m)		Centre de torsion(m)		Excentricité (m)	
		X _G	Y _G	X _C	Y _C	e _x	e _y
Ascenseur	64,3194	13,102	14,7	13,449	14,692	-0,347	0,008
10 ^{ème} Etage	664,2894	12,996	14,857	12,935	14,684	0,061	0,173
9 ^{ème} Etage	693,0523	12,953	14,848	12,937	14,684	0,016	0,164
8 ^{ème} Etage	694,7386	12,953	14,848	12,94	14,685	0,013	0,163
7 ^{ème} Etage	696,7863	12,953	14,848	12,943	14,684	0,01	0,164
6 ^{ème} Etage	696,7863	12,953	14,848	12,946	14,684	0,007	0,164
5 ^{ème} Etage	698,7457	12,954	14,847	12,949	14,684	0,005	0,163
4 ^{ème} Etage	701,0665	12,954	14,847	12,951	14,684	0,003	0,163
3 ^{ème} Etage	701,0665	12,954	14,847	12,955	14,684	-0,001	0,163
2 ^{ème} Etage	703,2989	12,954	14,846	12,96	14,687	-0,006	0,159
1 ^{er} Etage	770,1928	12,924	14,783	12,98	14,7	-0,056	0,083
RDC	813,2303	13,001	14,819	13	14,712	0,001	0,107
	M_{TOT}=7897,573						

- **Remarque**

Le centre de gravité de la structure est : X_G = 12.97 cm ; Y_G = 14.83 cm

IV.4 Modélisation dynamique

IV.4.1 Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique IIa et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.4.2 Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- A. Par la méthode statique équivalente.
- B. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- C. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

A. la méthode statique équivalente

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

B. La méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

C. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV.4.3 Choix de la méthode de calcul

Dans notre cas, Bouira se situe dans une zone de sismicité moyenne (ZONE IIa), et notre ouvrage est classé en (**Groupe 2**).

La méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée car notre bâtiment ne satisfait pas toutes les conditions d'application (le bâtiment ou bloc étudié présente configuration irrégulière, et une hauteur totale : $h=38.08 \text{ m} > 17 \text{ m}$ (Art 4.1.1 RPA 2003).

IV.4.4 Méthode d'analyse modèle spectrale

- **Principe**

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.4.4.1 Définition du spectre de réponse de calcul

Selon le **RPA99/2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

IV.4.4.2 Classification du site

Selon le **RPA2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de catégorie **S3**.

IV.4.4.3 Périodes caractéristiques T1 ; T2

Pour un site de catégorie **S3** on a :

$$T_1 = 0.15 \text{ sec} ; T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

IV.4.4.4 Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (bâtiment à usage d'habitation) : $A = 0.15$

IV.4.4.5 Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003)

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

Tableau IV.2. : valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé	0,05
2. Redondance en plan	N/observé	0,05
3. Régularité en plan	N/observé	0,05
4. Régularité en élévation	N/observé	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0,10
	$Q = 1 + \sum P_q = 1.2$	

IV.4.4.6 Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 38.08 \text{ m}$
- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$D'où : C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (38.08)^{3/4} = 0,77 \text{ seconde}$$

IV.4.4.7 Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le Tableau 4.7 art 4.2.3 de RPA 99/Ver.2003. On a pour un site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.50$ secondes.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Pour $\xi = 10\%$ on a : $\eta = 0,76$, $T_2 = 0.50 \text{sec}$, $T = 0.77 \text{ sec}$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.42$$

IV.4.4.8 Coefficient de comportement global de la structure " R "

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) R.P.A 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas nous considérons un système en voile porteur avec $R = 3.5$.

➤ Justification du système de contreventement

Pour justifier le contreventement mixte, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 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, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.3. : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales

Niveau	Charge reprise par....en (KN)		Pourcentage(%) reprise par....	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
RDC	112739.72	25134.28	82	18

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical. Donc la structure est une structure en voile donc le coefficient. ($R=3,5$)

Remarque

Dans le cas de notre bâtiment étudié nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

IV.5 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

➤ Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le **Spectre RPA 2003**

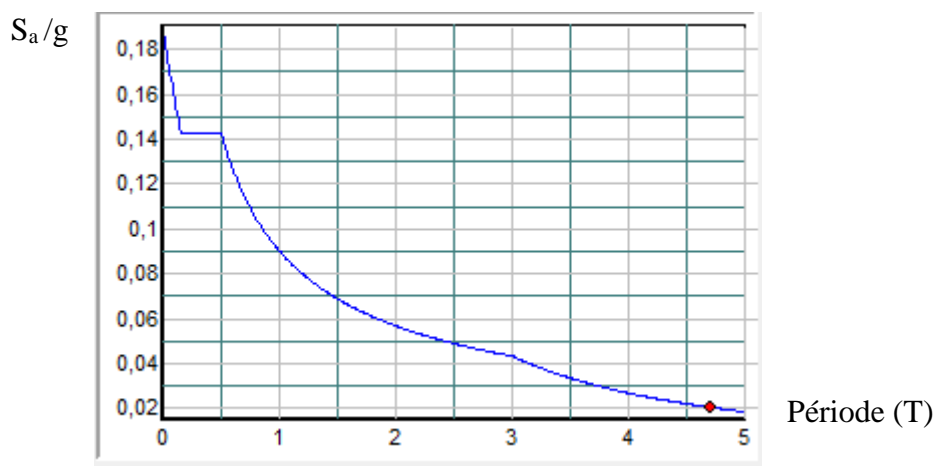


Figure IV.3 Diagramme de spectre de calcul

➤ **Nombre des modes à considérer**

Les résultats obtenus par le logiciel (ETABS) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Périodes, modes et facteurs de participation massique modes

Mode	Période	Facteurs de participation massique (%)					Nature
		U _X	U _Y	SumU _X	SumU _Y	R _Z	
1	0,759	0	76,925	0	76,926	0,0516	Translation
2	0,745	72,846	0	72,846	76,926	0,0273	Translation
3	0,709	0,0265	0,056	72,873	76,982	75,324	Torsion
4	0,235	0	12,348	72,873	89,331	0,005	/
5	0,218	0,009	0,005	72,882	89,335	12,666	/
6	0,210	14,003	0	86,885	89,335	0,0098	/
7	0,125871	0	4,1656	86,8854	93,5008	0	/
8	0,1126	0	0,0002	86,8854	93,501	4,976	/
9	0,103581	0	0,7152	86,8854	94,2162	0,0018	/
10	0,097092	5,8646	0	92,75	94,2162	0,0001	/

➤ **Analyse des résultats**

On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les degrés de liberté de translation et de rotation, donc pas de torsion du bâtiment. D'autre part, on constate que les 10 premiers modes de Vibration doivent être inclus dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%.

➤ Schémas des trois premiers modes de vibration

1^{ère} mode : c'est un mode de translation dans le sens y-y de période $T = 0.759$ sec

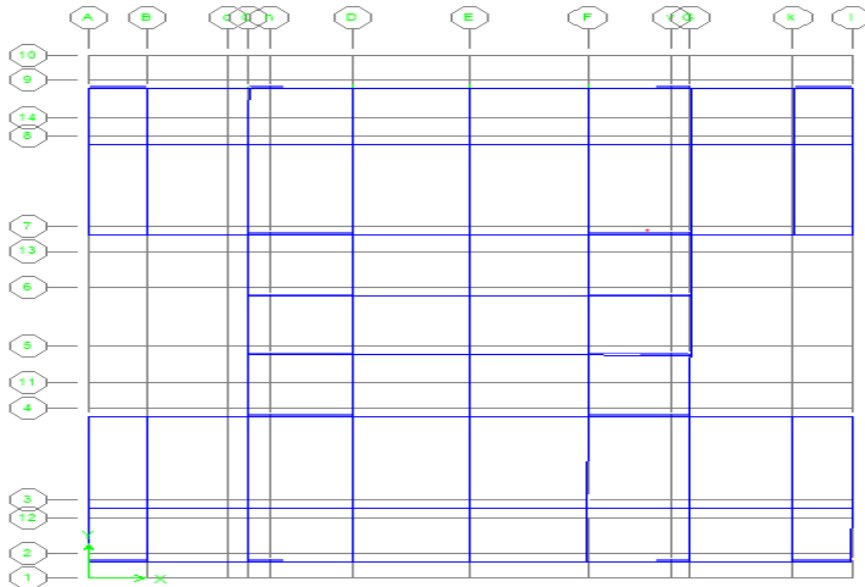


Figure IV.4 Schéma de la structure de premier mode

2^{ème} mode : c'est un mode de translation dans le sens x-x de période $T = 0.745$ sec

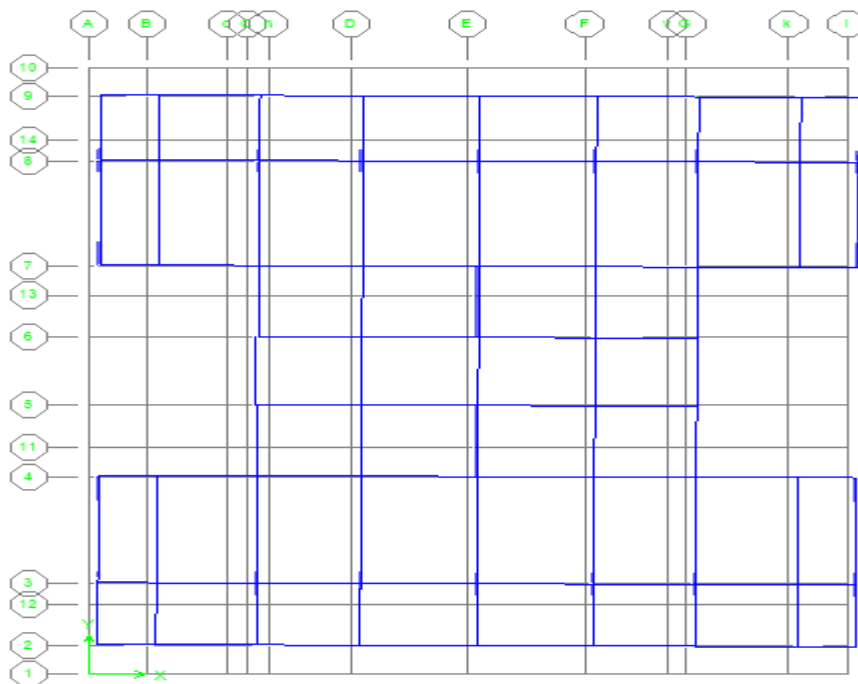


Figure IV.5 Schéma de la structure de deuxième mode

3^{eme} mode : c'est un mode de torsion de période **T=0.709 Sec**

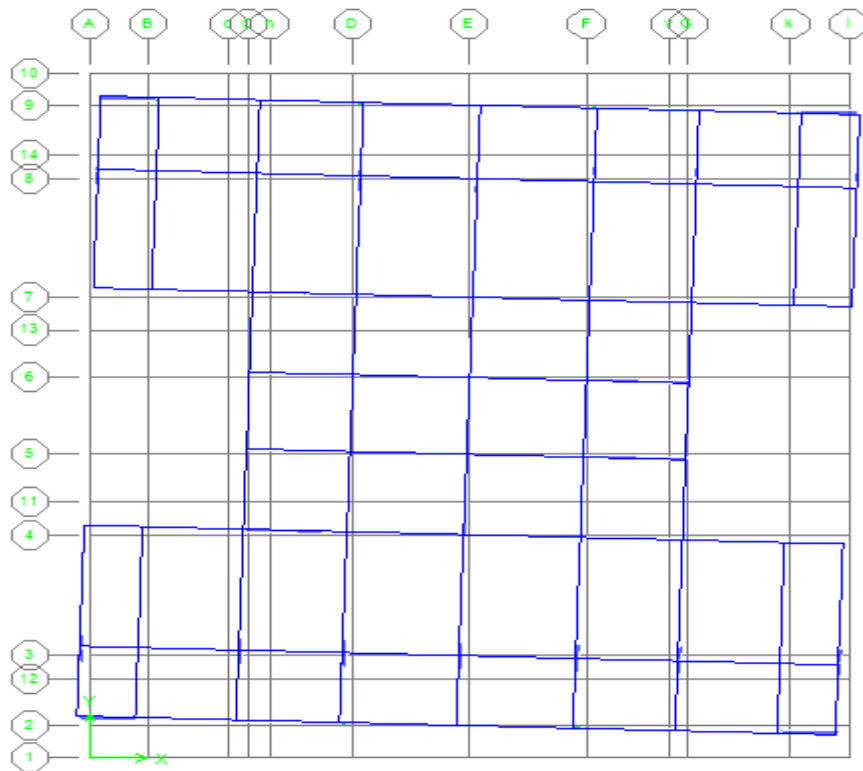


Figure IV.6 Schéma de la structure de troisième mode

IV.6 Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003

IV.6.1 Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

Le R.P.A 2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. (Le déplacement admissible est : $\Delta_{k adm} = 1\%h_0$)

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - R.P.A 2003})$$

Avec : δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

h_0 :est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 R.P.A 2003})$$

➤ Sens xx :

Tableau IV.5 : Déplacement inter étage dans le sens X-X

Sens xx						
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (x)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (x)	$\Delta_{k adm}$	Observation
12	0.0193	0.06755	0.06335	0.0042	0.0306	vérifier
11	0.0181	0.06335	0.05845	0.0049	0.0306	vérifier
10	0.0167	0.05845	0.05355	0.0049	0.0306	vérifier
9	0.0153	0.05355	0.04795	0.0056	0.0306	vérifier
8	0.0137	0.04795	0.04165	0.0063	0.0306	vérifier
7	0.0119	0.04165	0.035	0.0065	0.0306	vérifier
6	0.01	0.035	0.028	0.007	0.0306	vérifier
5	0.008	0.028	0.02065	0.00735	0.0306	vérifier
4	0.0059	0.02065	0.014	0.00665	0.0306	vérifier
3	0.004	0.014	0.00805	0.00595	0.0306	vérifier
2	0.0023	0.00805	0.0028	0.00525	0.0340	vérifier
1	0.0008	0.0028	0	0.0028	0.0408	vérifier

➤ Sens yy :

Tableau IV.6 : Déplacement inter étage dans le sens Y-Y

Sens yy						
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (y)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (y)	$\Delta_{k adm}$	Observation
12	0.0185	0.06475	0.06265	0.0021	0.0306	vérifier
11	0.0179	0.06265	0.05950	0.00315	0.0306	vérifier
10	0.017	0.05950	0.05565	0.00385	0.0306	vérifier
9	0.0159	0.05565	0.05075	0.0049	0.0306	vérifier
8	0.0145	0.05075	0.04515	0.0056	0.0306	vérifier
7	0.0129	0.04515	0.03885	0.0063	0.0306	vérifier
6	0.0111	0.03885	0.0322	0.00665	0.0306	vérifier
5	0.0092	0.0322	0.0252	0.007	0.0306	vérifier
4	0.0072	0.0252	0.01785	0.00735	0.0306	vérifier
3	0.0051	0.01785	0.01085	0.007	0.0306	vérifier
2	0.0031	0.01085	0.0042	0.00665	0.0340	vérifier
1	0.0012	0.0042	0	0.0042	0.0408	vérifier

✓ **Conclusion**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

IV.6.2 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99-version 2003 Art5-9)

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.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau K

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

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.

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter les effets de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.7: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

Sens x-x						
Niveau	$\Delta_K(m)$	$V_x(KN)$	$h_i(m)$	$P_K(KN)$	θ_{Kx}	observation
12	0.0042	120.91	3.06	630.973	0.0072	vérifiée
11	0.0049	1124.52	3.06	7146.97	0.01	vérifiée
10	0.0049	1970.27	3.06	13945.82	0.011	vérifiée
9	0.0056	2672.61	3.06	20761.2	0.014	vérifiée
8	0.0063	3286.97	3.06	27596.68	0.017	vérifiée
7	0.0065	3832.91	3.06	34432.15	0.019	vérifiée
6	0.007	4304.56	3.06	41286.85	0.022	vérifiée
5	0.00735	4697.53	3.06	48164.31	0.024	vérifiée
4	0.00665	5020.95	3.06	55041.77	0.023	vérifiée
3	0.00595	5281.38	3.06	61941.13	0.022	vérifiée
2	0.00525	5481.1	3.4	69496.72	0.019	vérifiée
1	0.0028	5568.49	4.08	77474.51	0.0095	vérifiée

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Sens Y-Y						
Niveau	$\Delta_K(m)$	$V_Y(KN)$	$h_i(m)$	$P_K(KN)$	θ_{KY}	observation
12	0.0021	124,82	3.06	630.973	0.003	vérifiée
11	0.00315	1044,57	3.06	7146.97	0.007	vérifiée
10	0.00385	1883,37	3.06	13945.82	0.009	vérifiée
9	0.0049	2612,22	3.06	20761.2	0.013	vérifiée
8	0.0056	3260,99	3.06	27596.68	0.015	vérifiée
7	0.0063	3829,24	3.06	34432.15	0,018	vérifiée
6	0.00665	4324,68	3.06	41286.85	0,02	vérifiée
5	0.007	4757,43	3.06	48164.31	0 ,023	vérifiée
4	0.00735	5118,57	3.06	55041.77	0,025	vérifiée
3	0.007	5403,16	3.06	61941.13	0,026	vérifiée
2	0.00665	5631,97	3.4	69496.72	0,024	vérifiée
1	0.0042	5742,96	4.08	77474.51	0.014	vérifiée

IV.6.3 Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.9: vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	N(KN)	v	Observation
RDC	50X50	1287.23	0.21	≤ 0.3 vérifiée
1	50X50	1176.7	0.19	≤ 0.3 vérifiée
2	50X50	1074.03	0.17	≤ 0.3 vérifiée
3	45X45	925.1	0.18	≤ 0.3 vérifiée
4	45X45	788.96	0.16	≤ 0.3 vérifiée
5	45X45	660.62	0.13	≤ 0.3 vérifiée
6	40X40	536.75	0.13	≤ 0.3 vérifiée
7	40X40	421.94	0.11	≤ 0.3 vérifiée
8	40X40	316.19	0.08	≤ 0.3 vérifiée
9	35X35	211.06	0.069	≤ 0.3 vérifiée
10	35X35	114.7	0.04	≤ 0.3 vérifiée

IV.6.4 Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8V/V_T$.

a) Résultat de l'analyse sismique par le logiciel (ETABS)

Les efforts sismiques à la base sont :

$$\begin{cases} V_x = 5568.49 \text{ KN.} \\ V_y = 5742.67 \text{ KN.} \end{cases}$$

b) calcule la force sismique totale par la méthode statique équivalente (RPA99. Art.4.2.3)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- $W = 77474.51 \text{ KN}$
- $A = 0.15$
- $R = 3.5$
- $Q = 1.20$
- $D = 1.42$

$$V = \frac{0.15 \times 1.42 \times 1.2 \times 77474.51}{3.5} = 5657.85 \text{ KN}$$

Tableau IV.10: vérification de l'effort tranchant

	V_T (KN)	V (KN)	V_T/V	Observation
Sens X-X	5568.49	5657.85	0.98	>0.8 vérifiée
Sens Y-Y	5742.67	5657.85	1.01	>0.8 vérifiée

✓ **Conclusion**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

IV.6.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :(RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i,j

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas on a la période fondamentale $T=0.77$ secondes est supérieur à 0.7 secondes

($T=0.77 > 0.7$ sec)

Donc on aura : $F_t = 0.07TV = 300.14 \text{ KN}$

➤ Les efforts sismiques obtenus pour chaque niveau et dans les deux sens sont :

Tableau IV.11: Distribution des forces sismiques selon le sens (X-X)

	hauteur	effort tranchant	Poids	Sens x-x	
Niveau	(m)	V _x (KN)	W(KN)	W*h(KN.m)	F _x (KN)
12	38.08	120.91	630.9733	24027.46	84.17
11	35.02	1124.52	6516.679	228214.1	799.46
10	31.96	1970.27	6798.843	217291.02	761.92
9	28.9	2672.61	6815.386	196964.65	689.99
8	25.84	3286.97	6835.474	176628.65	618.75
7	22.78	3832.91	6835.474	155712.1	545.47
6	19.72	4304.56	6854.695	135174.58	473.53
5	16.66	4697.53	6877.462	114578.52	401.38
4	13.6	5020.95	6877.462	93533.48	327.66
3	10.54	5281.38	6899.591	72721.69	254.75
2	7.48	5481.1	7555.591	56515.82	179.98
1	4.08	5568.49	7977.789	32549.38	114.02
		V_x (KN)=	W_{tot}(KN)=	∑W_ih_i=	∑F_x=
		5568.49	77475.42	1503911.45	5251.08

Tableau IV.12: Distribution des forces sismiques selon le sens (Y-Y)

	hauteur	effort tranchant	Poids	Sens y-y	
Niveau	(m)	V _y (KN)	W(KN)	W*h(KN.m)	F _y (KN)
12	38.08	124,82	630.9733	24027.46	86.81
11	35.02	1044,57	6516.679	228214.1	824.50
10	31.96	1883,37	6798.843	217291.02	785.04
9	28.9	2612,22	6815.386	196964.65	711.60
8	25.84	3260,99	6835.474	176628.65	638.13
7	22.78	3829,24	6835.474	155712.1	562.56
6	19.72	4324,68	6854.695	135174.58	488.37
5	16.66	4757,43	6877.462	114578.52	413.95
4	13.6	5118,57	6877.462	93533.48	337.92
3	10.54	5403,16	6899.591	72721.69	262.73
2	7.48	5631,97	7555.591	56515.82	204.18
1	4.08	5742,96	7977.789	32549.38	117.6
		V_y (KN)=	W_{tot}(KN)=	∑W_ih_i=	∑F_y=
		5742,96	77475.42	1503911.45	5433.85

IV.6.6 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Soit : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

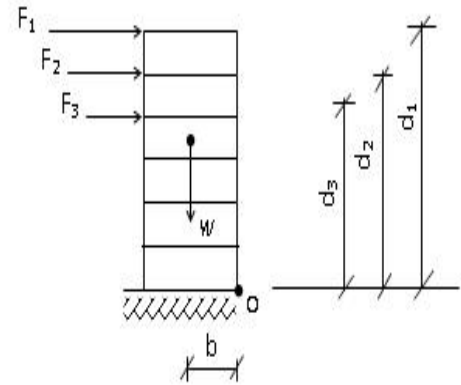
$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{cases}$$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13: vérification au renversement

	W (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r	Observation
Sens X-X	77475.42	13	1007180.46	128884.46	7.82	>1.5..... vérifiée
Sens Y-Y	77475.42	13.33	1032747.35	133019.11	7.76	>1.5..... vérifiée

✓ **Conclusion**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

➤ Situation durable et transitoire

-Béton :

$$\gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17MPa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : \quad T \\ \theta = 0.9 & : \quad 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : \quad T < 1h \end{array} \right.$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1.15 \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Situation accidentelle**

-Béton :

$$\gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

V.1.1 Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91** (situation durable)

ELU 1,35G + 1,5Q

ELS G + Q

➤ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ETABS :

Tableau V.1: Les sollicitations obtenues par ETABS

		N _{min}	N _{max}	M _{max}
Niveau	Combinaison	0.8G+Ey	1.35G+1.5Q	G+Q+Ex
RDC-N2	N(Kn)	112.37	1582.05	1073.55
	M(Kn.m)	26.65	0.88	116.74
N3-N5	Combinaison	0.8G+Ey	G+Q-Ey	G+Q+Ex
	N(Kn)	242.26	1282.57	660.73
	M(Kn.m)	45.63	69.9	101.68
N6-N8	Combinaison	0.8G+Ey	1.35G+1.5Q	G+Q+Ex
	N(Kn)	170.35	738.98	536.68
	M(Kn.m)	19.83	19.43	66.96
N9-N10	Combinaison	0.8G+Ey	1.35G+1.5Q	G+Q+Ex
	N(Kn)	56.28	290.68	114.69
	M(Kn.m)	10.91	22.01	36.66

V.1.2 Calcul des armatures longitudinales

✓ Remarque

Étant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

Zone 01 : RDC- 2^{ème} étage

pour les poteaux de section (50x50) cm²

Zone 02 : 3^{ème}- 5^{ème} étage

pour les poteaux de section (45x45) cm²

Zone 03 : 6^{ème}-8^{ème} étage

pour les poteaux de section (40x40) cm²

Zone 04 : 9^{ème} et 10^{ème} étage

pour les poteaux de section (35x35) cm²

A- Recommandations du BAEL91

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=(b × h).

B- Recommandations du RPA 99/version2003 ART 7.4.2.1

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%B** (zone IIa)
- Le pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\varnothing$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale

Niveau	Section (cm ²)	BAEL 91		RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
RDC-N2	(50x50)	5	125	20	100	150
N3-N5	(45x45)	4.05	101.25	16.2	81	121.5
N6-N8	(40x40)	4	80	12.8	64	96
N9-N10	(35x35)	4	61.25	9.8	49	73.5

V.1.3 Exemple de calcul**A. Ferrailage longitudinal****1. Poteaux de RDC (50x50)**

$C = C' = 3$ cm, acier Fe400.

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7.0** et à partir de la combinaison la plus défavorable : **1.35G+1.5Q**

-Le poteau le plus sollicité c'est le **C06**

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$S=50 \times 50 (\text{cm}^2).$$

$$L=4.08\text{m.}$$

$$N_{\max} = 1582.05. \quad M_{\text{corr}} = 0.88 \text{ KN.m} \text{ et } M_{\text{ser}} = 3.16 \text{ KN.m}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; L / 250) \text{ BAEL91 mod99 A.4.3.5}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; 1.63 \text{ cm}) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$\Rightarrow e_1 = M_{\text{corr}} / N_{\max} + e_a = 0.88 / 1582.05 + 0,02 = 0.021 \text{ m.}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right).$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2,856 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 5.71 < \max (15; 1.84) \dots\dots \text{CV}$$

Donc : Le calcul se fera en flexion composé avec la méthode forfaitaire.

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

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_g} \right) = 8.14$$

$$e_2 = 0.089 \text{ m.}$$

$$e = (e_1 + e_2) = 0.021 + 0.089 = 0.11 \text{ m.}$$

$$e = 0.11 \text{ m.}$$

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 1582.05 \times 0.11 \text{ m} = 174.03 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1582.05 \text{ KN.} \\ M_{\text{corr}} = 174.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{ua} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times (d - h/2) = 174.03 + 1582.05 \times (0.45 - 0.25) = 490.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{490.43}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.34$$

On a $f_e = 400$ donc $\mu_{lu} = 0.392$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$: Section partiellement comprimé

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.66 \\ Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33 \end{cases}$$

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

$$A_u = M_{ua} / Z\sigma_s = (490.43 \times 10^6) / (348 \times 330) \dots \dots \dots A_u = 42.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures en flexion composée**

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{cd}) = 4270 - (1582.05 \times 10^3 / 400) \dots \dots \dots A^{fc} = 3.15 \text{ cm}^2$$

➤ **Le calcul de A_{min} de RPA**

$$\text{On a } A_{\min} = 0.8\%B = (50 \times 50) \times 0.08 = 20 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} = \frac{0.23 \times 0.50 \times 0.45 \times 2.1}{400} \times \frac{(0.3 - 0.20)}{(0.3 - 0.083)} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\min(\text{RPA})}) = \max(3.15; 1.25; 20) \longrightarrow A_{\text{adopté}} = 20 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section carré).

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)		A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
		combinaison	A _{cal}				
RDC-N2	(50x50)	0.8G+E _y	0	1.39	20	28.65	8T16 4T20
		1.35G+1.5Q	3.15				
		G+Q+E _x	0				
N3-N5	(45x45)	0.8G+E _y	0	1.15	16.2	24.13	12T16
		G+Q-E _y	0				
		G+Q+E _x	0				
N6-N8	(40x40)	0.8G+E _y	0	1.03	12.8	18.47	12T14
		1.35G+1.5Q	0				
		G+Q+E _x	0				
N9-N10	(35x35)	0.8G+E _y	0	0.87	9.8	12.32	8T14
		1.35G+1.5Q	0				
		G+Q+E _x	5.84				

B. Ferrailage transversales

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

➤ Espacement des cadres.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_1$ en zone IIa

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Avec : λ_g est l'élançement géométrique du poteau et $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_1$ minimum .

➤ Exemple de calcul**Poteaux de la zone I :(RDC)**

$V_{\max} = 73.56 \text{ KN}$

➤ Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.5} = 5.71 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.15 \times 2.5 \times 73.56 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ 6HA10

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

On a $\lambda_g = 5.71 > 5 \longrightarrow 0.3\%$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b_1} > 0.3\%(\text{RPA99/2003}) \longrightarrow \frac{4.71}{0.15 \times 0.5} = 0.63\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Zone nodale :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.5} = 5.71 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.10 \times 2.5 \times 73.56 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ 6HA10

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b_1} > 0.3\%(\text{RPA99/2003}) \longrightarrow \frac{4.71}{0.10 \times 0.5} = 0.94\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

V.1.4 Vérifications diverses

V.1.4.1 Vérification du poteau à l'effort tranchant

➤ **Exemple de calcul (Poteaux de RDC) :**

On a $V_{\max} = 73.56 \text{ KN}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{73.56 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (Fissuration}$$

préjudiciable)

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

☞ **Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants**

➤ **Zone courante**

Tableau V.4 : Armature transversale (Zone courante)

Niveau	V (KN)	b (cm)	τ_u (Mpa)	t (cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	% min ($\frac{A_t}{t.b_1}$)	A_{ado} (cm ²)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
RDC-N2	73.56	50	0.33	15	5.71	2.5	1.38	0.63	4.71	Vérifiée
N3-N5	66.01	45	0.36	15	4.76	3.75	2.06	0.7	4.71	Vérifiée
N6-N8	43.51	40	0.30	15	5.35	2.5	1.02	0.5	3.02	Vérifiée
N9-N10	24.47	35	0.22	15	6.12	2.5	0.65	0.57	3.02	Vérifiée

➤ Zone nodale

Tableau V.5 : Armature transversale (Zone nodale)

Niveau	V (KN)	b (cm)	τ_u (Mpa)	t (cm)	λ_s	ρ_a	A_t (cm ²)	%min	A_{ado} (cm ²)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
RDC-N1	73.56	50	0.33	10	5.71	2.5	0.92	0.94	4.71	Vérifiée
N2-N3	66.01	45	0.36	10	4.76	3.75	1.37	1.03	4.71	Vérifiée
N4-N6	43.51	40	0.30	10	5.35	2.5	0.68	0.75	3.02	Vérifiée
N7-N8	24.47	35	0.22	10	6.12	2.5	0.44	0.86	3.02	Vérifiée

✓ Conclusion

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Résumé de Ferrailage transversal

Niveau	Section (cm ²)	A_t zone		St (cm)	
		courante	zone nodale	zone courante	zone nodale
RDC-N1	50 x 50	4.71=6T10	4.71=6T10	15	10
N2-N3	45 x 45	4.71=6T10	4.71=6T10	15	10
N4-N6	40 x 40	3.02=6T8	3.02=6T8	15	10
N7-N8	35 x 35	3.02=6T8	3.02=6T8	15	10

V.1.4.2 Vérification des contraintes

Tableau V.7. Vérification des contraintes

Niveau	Section (cm ²)	N (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
RDC-N1	50 x 50	1582.05	3.16	5.75	15	vérifiée	86	201.6	vérifiée
N2-N3	45 x 45	1282.57	14.46	6.43	15	vérifiée	94.2	201.6	vérifiée
N4-N6	40 x 40	738.98	18.89	5.61	15	vérifiée	79.1	201.6	vérifiée
N7-N8	35 x 35	290.68	17.93	4.25	15	vérifiée	55.5	201.6	vérifiée

V.1.4.3 Vérification au flambement

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité (C06) au RDC :

$N_{max} = 1582.05 \text{ KN.}$

$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec: $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} I_{xx}=I_{yy}= 5.21 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B= 0.25 \text{ m}^2 \end{array} \right.$

$i_{xx}=i_{yy}= 0.14$ donc $\lambda_x = \lambda_y = 20.4$

Donc $0 < \lambda_x < 50$ avec $\Delta = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda_x}{35}\right)^2} = 0.79$

On vérifie que :

$Br \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{1582.05 \times 10^3}{0.79 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 910.27 \text{ cm}^2$

Nous avons :

$Br = [(50-3) \times (50-3)] = 2209 \text{ cm}^2 > 910.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

V.1.4.4 Vérification de l'effort normal ultime

D'après CBA93 (art.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).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité (C6).

$N_{ultim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

◆ **Calcul de α :**

$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$

◆ Calcul de λ

$\lambda = l_f / i$ où : l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration

$i = 0.14 \Rightarrow \lambda = 20.4 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.79$

V.1.4.5 Les schémas de ferraillage des poteaux

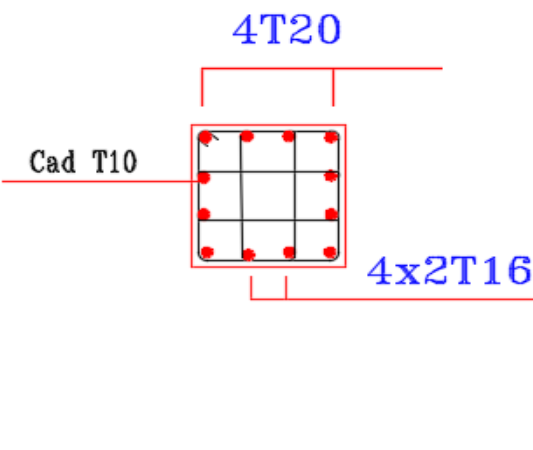
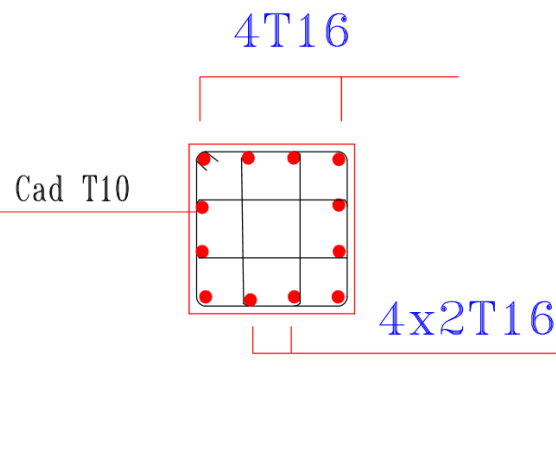
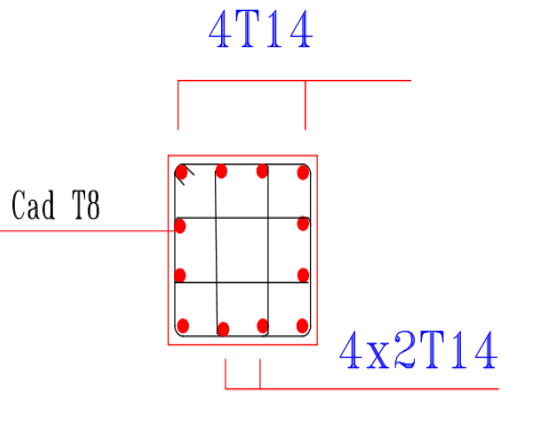
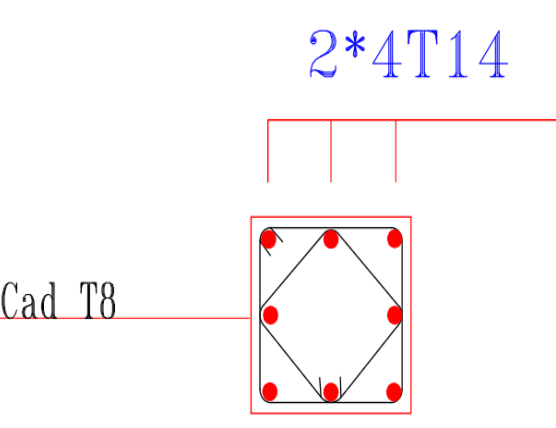
 <p>4T20</p> <p>Cad T10</p> <p>4x2T16</p>	 <p>4T16</p> <p>Cad T10</p> <p>4x2T16</p>
<p>Poteau 50X50</p>	<p>Poteau 45X45</p>
 <p>4T14</p> <p>Cad T8</p> <p>4x2T14</p>	 <p>2*4T14</p> <p>Cad T8</p>
<p>Poteau 40X40</p>	<p>Poteau 35X35</p>

Figure V.1. Les schémas de ferraillage des poteaux

V.2 Ferrailage des poutres

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 03 et le BAEL 91.

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 IIa

- Poutres principales : (b, h) =(30,45)
- Poutres secondaires : (b, h) =(30,45)

V.2.1 Recommandation du RPA99/V2003 en zone IIa (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 :

$$6\% \Rightarrow A_{\max} = \begin{cases} 4\% \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h \dots\dots\dots & \text{en zone courante.} \\ 6\% b.h \dots\dots\dots & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa
- 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 données par :

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

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

La valeur du diamètre ϕ_t 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 **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Recommandation du BAEL 91

❖ Armatures longitudinales

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité Suivante :

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

➤ L'espaceur S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}; 15\phi' l_{\min} \neq 0). \text{ L'espaceur max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{cases}$$

❖ Armatures transversales

➤ Volume relatif d'armatures : $\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$ Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$- \tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k \quad \text{et} \quad f_{ij}^* = \text{Min} \{ f_{ij}; 3,3 \text{MPa} \} = 2,1 \text{MPa}$$

$$- \tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Section minimale d'armature d'âme

$$➤ \text{Volume minimal d'armatures : } \rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{MPa} \right\}$$

$$➤ \text{Diamètre des armatures d'âme : } \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}.$$

$$➤ \text{Espacement maximale : } S_{t\max} = \text{Min} \{ 0,9d; 40\text{cm} \}.$$

V.2.3 Exemple de calcul

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.

❖ Calcul des armatures longitudinales

1) **Poutres porteuses (poutres principales)** la poutre la plus sollicitée c'est la poutre (B29)

- **Ferrailage sous la combinaison G+Q+EX**

• Ferrailage en travée

$$M_{u\max} = 118,37 \text{KN.m}, \quad M_{\text{ser}\max} = 17,16 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{118,37}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,2} 10^{-3} = 0,169$$

$$\mu_{bu} = 0.169 < \mu_{lu} = 0.391 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.169 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.405 [1 - 0.6 * 0.169] = 0.36 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{118.37}{0.36 \times 400} \times 10 = 8.22 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage en appuis**

$$M_{u \max} = 123.5 \text{ KN.m}, \quad M_{\text{ser} \max} = 21.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \cdot 10^{-3} = 0.176$$

$$\mu_{bu} = 0.176 < \mu_{lu} = 0.391 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.176 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.405 [1 - (0.6 * 0.176)] = 0.36 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{123.5}{0.36 \times 400} \times 10 = 8.58 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 * 30 * 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 * 30 * 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 30 * 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone recouvrement}$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{\text{BAELmin}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

V.2.4 Choix des barres : Il faut vérifier que

Tableau V.8. : Armatures longitudinales des poutres

Poutre	Travée + Appuis	M(KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Choix des barres		
PP	Travée	150.8	10.4	1.47	6.75	10.56	3T16+3T14		
	Appuis	156.6	10.86			12.06	3T16+3T16		
PP liées aux voiles	Travée	131.71	8.94			10.56	3T16+3T14		
	Appuis	140.13	9.58			10.56	3T16+3T14		
PS	Travée	118.37	8.22			1.47	6.75	9.24	3T14+3T14
	Appuis	123.5	8.58					9.24	3T14+3T14
PS liées aux voiles	Travée	86.33	5.66	6.88	3T14+2T12				
	Appuis	114.73	7.68	8.01	3T14+3T12				

❖ **Calcul des 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.

➤ **Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4)**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4. b. S_t / f_e$$

Avec : $\begin{cases} \mathbf{b} : \text{largeur de la poutre.} \\ \mathbf{S_t} : \text{l'espacement des cours d'armatures transversales.} \end{cases}$

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

Donc : $\begin{cases} S_t \leq \min(36.45, 40\text{cm}) = 36.45 \quad \text{on adopte } S_t = 20\text{cm.} \\ A_t \geq 0.4 \times 30 \times 20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2. \end{cases}$

➤ Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t_{\min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} = 1.2 \text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{mm}$

➤ Selon le RPA99 version 2003

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$$

L'espace maximal:

$$\begin{cases} St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 11.25 \text{cm} \dots\dots \text{En zone nodale :} \\ St \leq h/2 = 22.5 \text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante :} \end{cases}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 10cm**
- En zone courante : **St = 15cm**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant **4Φ8** : **At = 2.01cm²**

$$St_{\text{adopté}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}}) = 15 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 40 \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

V.2.5 Vérification

1- Vérification du cisaillement du béton

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :
 - $\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 4.348 \text{ MPa} \dots\dots \text{situation- accidentelle}$
 - $\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{situation- durable}$

Tableau V.9. : Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Poutres principale	30 x 45	97.93	0.81	4.348	CV
PP liées aux voiles	30 x 45	125.73	1.03	4.348	CV
Poutre secondaire	30 x 45	83.48	0.69	4.348	CV
PS liées aux voiles	30 x 45	90.05	0.74	4.348	CV

2- Contrainte de compression dans le béton

- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A's (y-d') - n A_s (d-y) = 0$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-d')^2 + n A_s (d-y)^2$$

Où : A_s : section d'armatures tendue

$A's$: section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications 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 dans la travée et appuis.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

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

Tableau V.10 vérification de Contrainte de compression dans le béton

Les poutres	Zone de vérification	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
PP	En travée (inf)	10.65	19.84	1.47	15	CV
	Sur appuis (sup)	12.06	28.18	2.08	15	CV
PP liée au voile	En travée (inf)	10.65	25.48	1.96	15	CV
	Sur appuis (sup)	10.65	29.89	2.3	15	CV
PS	En travée (inf)	9.24	39.85	3.32	15	CV
	Sur appuis (sup)	9.24	39.6	3.3	15	CV
PS liée au voile	En travée (inf)	6.88	22.54	2.13	15	CV
	Sur appuis (sup)	8.01	34.52	3.26	15	CV

3- Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3)

- Vérification de la compression du béton : $V_u \leq 0.4 \cdot 0.9 d \cdot b_0 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$$V_u \leq (0.4 \cdot 0.9 \cdot 0.405 \cdot 0.3) 25 \cdot 10^3 / 1.5 = 729 \text{ KN}$$

- Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0.89 \text{ Mpa} < \tau_{su} = 3.15 \text{ Mpa}$$

4- Vérification de 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

➤ **Condition N°1** : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065$.

➤ **Condition N°2** : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$.

➤ **Condition N°3** : $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$.

Avec : L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_0 : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 vérification de la flèche

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P. P	0.126 > 0.0625	0.126 > 0.075	0.0087 < 0.0105	CV
P.P liée au voile	0.130 > 0.0625	0.130 > 0.075	0.0087 < 0.0105	CV
P. S	0.136 > 0.0625	0.136 > 0.075	0.0076 < 0.0105	CV
P.S liée au voile	0.150 > 0.0625	0.150 > 0.075	0.0057 < 0.0105	CV

NB : Les trois conditions sont satisfaites dans toutes les poutres (pp ; pp liée au voile ; PS), donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.6 Les schémas de ferrailrages des poutres

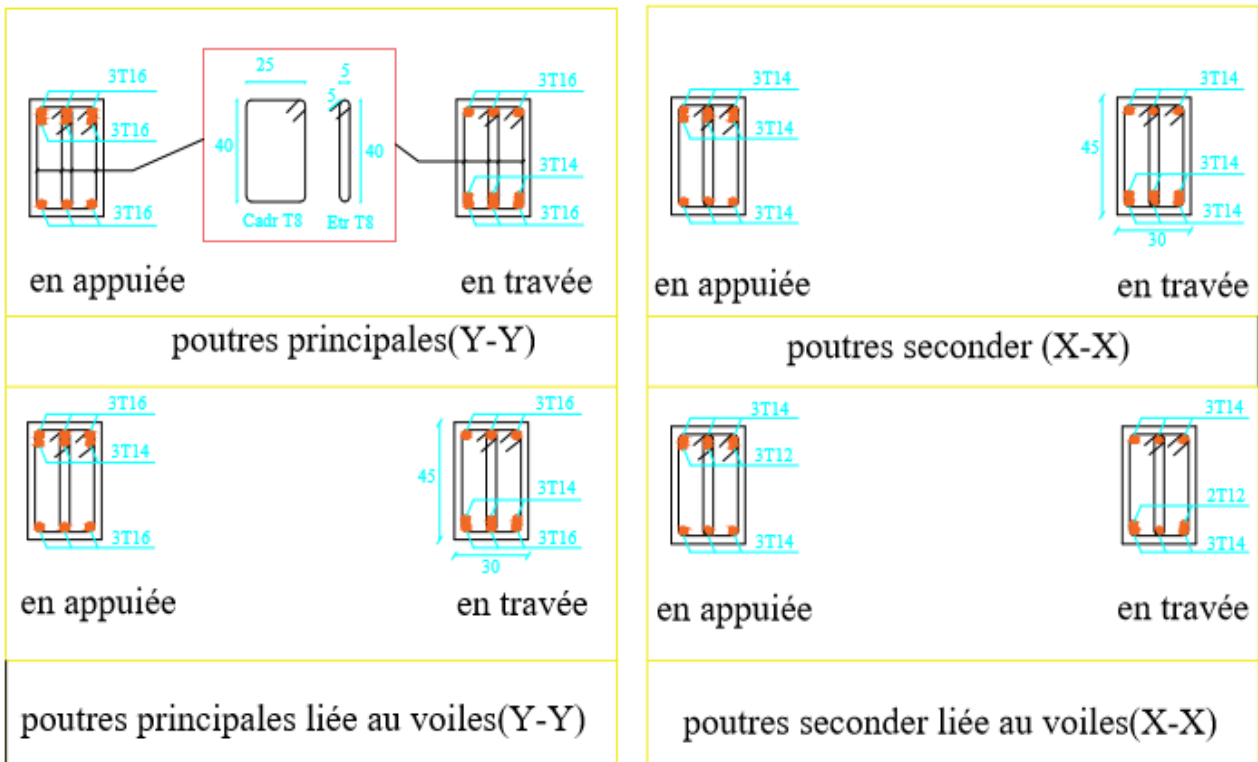


Figure V.2 schéma de ferraillage des poutres

V.3 Ferrailage des voiles

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveau, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- **Zone I : RDC, 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème} niveau.**
- **Zone II : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} niveau.**
- **Zone III : 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} et 11^{ème} niveau.**

V.3.1 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

Selon le **BAEL 91**

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q
- ELS : G + Q

Selon le **RPA 99 révisé 2003** :

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

V.3.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003

a) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles par mètre carré de surface.

b) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } V : \text{Effort tranchant calculée au niveau considéré.}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c) Espacement

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 modifié 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

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

Avec (e) l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

d) Longueur de recouvrement

D'après l'article (7.7.4.3 RPA99 / version 2003) :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

e) Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

f) Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

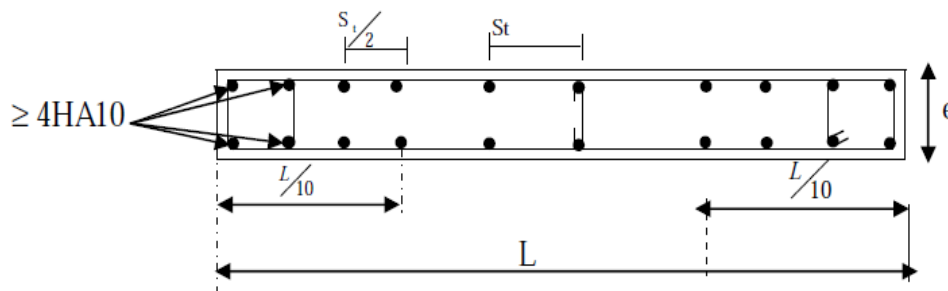


Figure.V.3. : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

g) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

D'après RPA2003 $A_H \geq 0.15\% B$

D'après le BAEL91 $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Art 7.7.2 RPA2003**)

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_b = \frac{1,4 \times V_{u\text{cal}}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$V_{u\text{cal}}$: effort tranchant à la base du voile

b_0 : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9 h

h : hauteur totale de la section

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$: (l'article **7.7.2 RPA99/V 2003**)

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

h) Le pourcentage minimum

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

☞ Globalement dans la section du voile	0,15 %
☞ En zone courante.....	0,10 %

V.3.2 Exposé de la Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on a utilisé la **méthode des contraintes**.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante :

$$d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec h_c : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée avec $L_c = L - L_t$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right)$$

L_t : longueur tendue

Le schéma qui suit montre la disposition et les noms des voiles

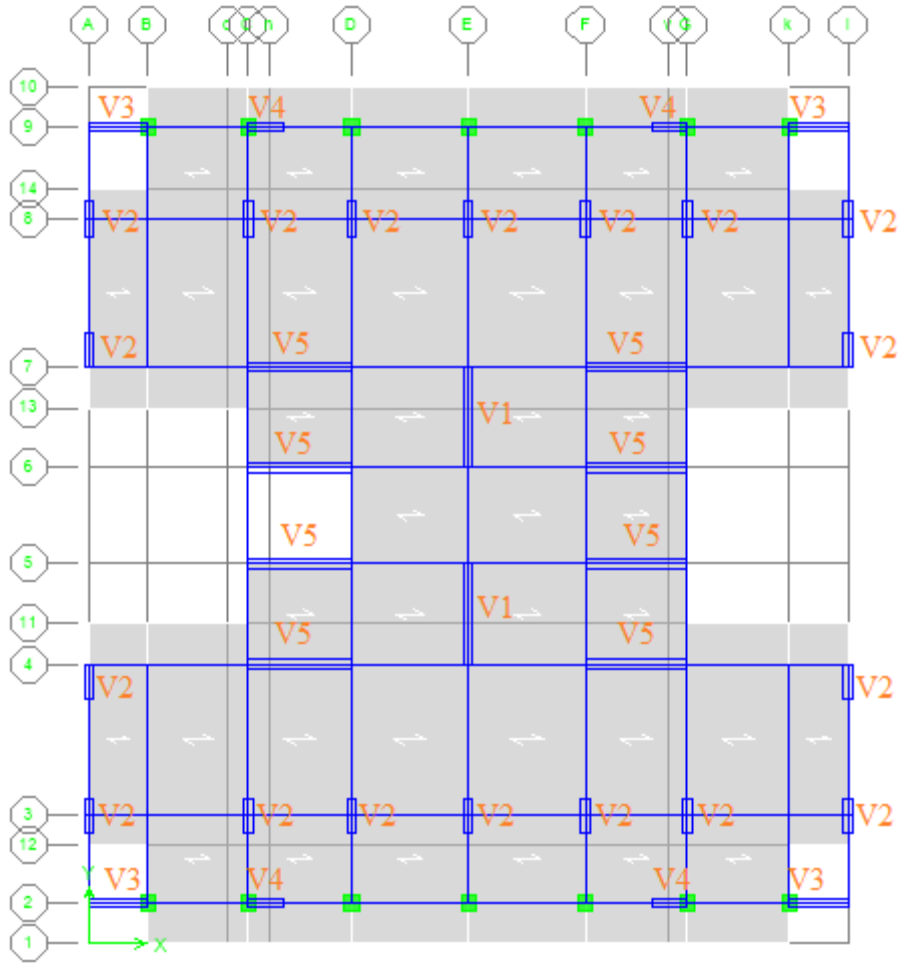


Figure. V.4. : Schémas montrant la disposition des voiles

V.3.3 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V1 dans la zone 1 :

- Détermination des sollicitations

$L = 3.45\text{m} ; e = 0.3\text{ m}$

$M_{\text{max}} = 5649.61\text{ KN.m}$

$N_{\text{corr}} = 3441.41\text{ KN}$

$I = (0.3 \times 3.45^3) / 12 = 1.03\text{ m}^4$

$\Omega = 1.035\text{ m}^2$

$V = h/2 = 3.45/2 = 1.72\text{ m}$

V.3.3.1 Armatures verticales

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = \frac{3441.41}{1.03} + \frac{5649.61 \times 1.72}{1.03} = 12775.47\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} = \frac{3441.41}{1.03} - \frac{5649.61 \times 1.72}{1.03} = -6093.13 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

a) Calcul de L_t

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 1.11 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 3.45 - 1.11 = 2.34 \text{ m}$$

b) Détermination de « N »

$$N = \frac{\sigma_{\min}}{2} \times L_t \cdot e = 1014.5 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{N}{f_e}$$

$A_v = 25.36 \text{ cm}^2$ on prend 16HA16 avec $A_{\text{cor}} = 32.17 \text{ cm}^2$ pour la zone tendue L_t

V.3.3.2 Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.15\%B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec : $B = d \times e = 10350 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = \max \{ 15.25 ; 54.33 \} = 54.33 \text{ cm}^2$$

V.3.3.3 Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 969.56 \times 10^3}{400} = 37.32 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sv} = \text{Max}(A_v ; A_{\min}) = 54.33 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 6T16** ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 36T16** ($A_s = 72.34 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : **$A_s = 84.41 \text{ cm}^2$**

➤ Espacement

En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5e ; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

V.3.3.4 Armatures horizontales

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 21.10 \text{ cm}^2$

D'après le RPAV2003 : $A_H \geq 0.15\%B = 15.52 \text{ cm}^2$

Donc $A_H = \max(21.10 ; 15.52) = 21.52 \text{ cm}^2$

V.3.3.5 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré
Soit : 4 **HA8**

V.3.4.6 Vérification des contraintes au cisaillement

➤ Selon le BAEL91 modifié 99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{969.56 \times 10^3}{(0.9 \times 3450) \times 300} = 1.04 \text{ Mpa} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Selon le RPA99 modifié 2003

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 969.56 \times 10^3}{(0.9 \times 3450) \times 300} = 1.46 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

$\tau_b = 1.46 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \longrightarrow$ condition vérifiée.

V.3.3.7 Vérification à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3924.52 \times 10^3}{300 \times 3450 + (15 \times 84.41 \times 10^2)} = 3.38 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **Condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

1. Pour Le Voile V1(L=3.45) Sens yy

Tableau V.12. Ferraillage verticale du voile V1

Zones	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	Nature	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	Av (cm ²)
1	N (max)	-5384.69	28.67	5250.77	5154.42	SEC	0	3.45	5384.37	134.24
	N (min)	-1583.76	851.47	2960.94	99.46	SEC	0	3.445	1583.76	39.23
	M (max)	-3441.41	5649.61	12775.47	-6093.13	SPC	1.12	2.33	1014.5	25.92
2	N (max)	-3375.78	80.11	3396.23	3127.01	SEC	0	3.45	3375.78	84.03
	N (min)	-856.78	1236.27	2905.14	-1249.52	SPC	1.04	2.41	193.68	4.84
	M (max)	-1445.5	-1356.44	3675.87	-882.63	SPC	0.67	2.78	88.44	2.21
3	N (max)	-1503.26	99.04	1618.84	1286.01	SEC	0	3.45	1503.26	37.21
	N (min)	-212.06	497.03	1040.06	-630.28	SPC	1.3	2.15	123.03	3.08
	M (max)	-1073.47	-1309.06	3236.81	-1162.47	SPC	0.91	2.54	158.96	3.97

❖ Résultant de ferraillage pour le voile V1

Tableau V.13. Choix des barres pour le voile V1

Zone	Choix des barres/nappe											
	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s/nappe} (cm ²)	Zone courant		Zone d'about		A _{adopté} (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix	A _{Hadop} (cm ²)	S _t (cm)
				Choix	S _t (cm)	choix	S _t (cm)					
1	134.24	54.33	67.12	22T20	12	4T20	8	81.65	20.41	20T12	22.6	15
2	84.03	54.33	42.015	22T16	12	4T16	8	52.25	15.52	20T12	22.6	15
3	37.21	54.33	27.165	22T14	12	4T14	8	40.01	15.52	20T12	22.6	15

2. Pour le voile V2 (L=1.20) sens YY

Tableau V.14. Ferraillage verticale du voile V2

Zones	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	Nature	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	Av (cm ²)
1	N (max)	-1975.69	28.78	5887.75	5088.31	SEC	0	1.2	1975.69	49.39
	N (min)	-241.65	122.83	2877.22	-1034.72	SPC	0.36	0.84	56.48	1.41
	M (max)	-925.35	556.8	10303.75	-5162.92	SPC	0.4	0.8	310.22	7.76
2	N (max)	-1228.01	49.22	4094.75	2727.53	SEC	0	1.2	1228.01	30.57
	N (min)	-181.52	19.53	775.45	232.97	SEC	0	1.2	181.52	4.41
	M (max)	173.3	-1199.6	17142.52	-16179.72	SPC	0.58	0.62	1414.10	35.35
3	N (max)	-522.93	66.19	2371.89	533.28	SEC	0	1.2	522.93	12.95
	N (min)	-40.74	-28.77	512.75	-286.42	SPC	0.43	0.77	18.48	0.46
	M (max)	431.58	154.45	3343.97	-946.31	SPC	0.26	0.94	37.57	0.94

❖ Résultant de ferraillage pour le voile V2

Tableau V.15. Choix des barres pour le voile V2

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s/nappe} (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				Zone courant		Zone d'about		A _{adopté} (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix	A _{Hadop} (cm ²)	S _t (cm)
				Choix	S _t (cm)	choix	S _t (cm)					
1	49.39	18.90	24.69	8T20	12	3T20	8	34.55	8.64	15T12	16.96	20
2	35.35	18.90	17.67	8T16	12	3T16	8	22.11	5.4	15T12	16.96	20
3	12.95	18.90	9.45	8T14	12	3T14	8	16.94	5.4	15T10	11.78	20

3. Pour le voile V3 (L=2m) sens XX

Tableau V.16. Ferraillage verticale du voile V3

Zones	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	Nature	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	A _v (cm ²)
1	N (max)	-1861.18	-520.96	5706.77	497.17	SEC	0.16	1.84	1861.18	46.32
	N (min)	-181.56	95.56	780.40	-175.20	SPC	0.37	1.63	9.64	0.24
	M (max)	-796.92	1414.36	8400.00	-5343.60	SPC	0.81	1.19	699.73	17.49
2	N (max)	-1347.3	52.93	2510.15	1980.85	SEC	0	2	1347.30	33.47
	N (min)	-229.03	29.8	530.72	2232.72	SEC	0	2	229.03	5.51
	M (max)	-672.26	-322.18	2731.33	-490.47	SPC	0.3	1.7	22.40	0.56
3	N (max)	-613.46	54.13	1293.08	751,78	SEC	0	2	613.46	15.12
	N (min)	-41.89	-41.97	279.67	-140.03	SPC	0.67	1.33	14.02	0.35
	M (max)	-472.42	-279.51	2184.92	-610.18	SPC	0.44	1.56	39.96	1.00

❖ Résultant de ferraillage pour le voile V3

Tableau V.17. Choix des barres pour le voile V3

Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s/nappe} (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				Zone courant		Zone d'about		A _{adopté} (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix	A _{Hadop} (cm ²)	S _t (cm)
				Choix	S _t (cm)	choix	S _t (cm)					
1	46.32	31.5	23.16	10T16	15	4T20	8	32.68	9.00	15T12	16.96	20
2	33.47	31.5	16.73	10T14	15	4T16	8	23.43	9.00	15T12	16.96	20
3	15.12	31.5	15.75	10T12	15	4T14	8	17.47	9.00	15T10	11.78	20

4. Pour Le Voile V4 (L=1.20) Sens XX

Tableau V.18. Ferraillage verticale du voile V4

Zones	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	Nature	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	A _v (cm ²)
1	N (max)	-1884.31	-80.28	6349.19	4119.19	SEC	0.47	0.73	1884.31	46.98
	N (min)	-122.48	37.35	858.97	-178.53	SPC	0.21	0.99	5.53	0.14
	M (max)	-998.55	459.23	9151.94	-3604.44	SPC	0.34	0.86	183.82	4.58
2	N (max)	-1237.19	-12.65	3955.39	2917.89	SEC	0.51	0.69	1237.19	30.8
	N (min)	-253.67	69.76	1672.28	-263.00	SPC	0.16	1.04	6.43	0.16
	M (max)	-707.6	350.73	6836.81	-2905.69	SPC	0.36	0.84	155.99	3.9
3	N (max)	-577.59	-61.78	2462.47	746.36	SEC	0.28	0.92	577.59	14.31
	N (min)	-57.76	234.16	3412.67	-3091.78	SPC	0.57	0.63	264.53	6.61
	M (max)	-362.17	277.8	4864.36	-2852.31	SPC	0.44	0.76	189.77	4.74

❖ Résultant de ferraillage pour le voile V4

Tableau V.19. Choix des barres pour le voile V4

Zone	A _v (cm ²)	s _{min} (cm ²)	A _s /na p (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				Zone courant		Zone d'about		A _{adopté} (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix	A _{Hadop} (cm ²)	S _t (cm)
				Choix	S _t (cm)	choix	S _t (cm)					
1	46.98	18.9	23.49	8T20	12	3T20	8	34.55	8.64	15T12	16.96	20
2	30.8	18.9	15.4	8T16	12	3T16	8	22.11	5.4	15T12	16.96	20
3	14.31	18.9	9.45	8T14	12	3T14	8	16.94	5.4	15T10	11.78	20

5. Pour le voile V5 (L=3.55) sens XX

Tableau V.20. Ferraillage verticale du voile V4

Zones	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	Nature	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	Av (cm ²)
1	N (max)	-5828.93	-9.5	5488.25	5458.10	SEC	0	3.55	5828.93	145.35
	N (min)	-1714.79	412.65	2265,00	955,26	SEC	1.05	2.5	1714.79	42.49
	M (max)	-4596.99	-4195.61	10974.80	-2341.95	SPC	0.62	2.93	219.32	5.48
2	N (max)	-3599.13	47.54	3454.91	3304.02	SEC	1.74	1.81	3599.13	89.6
	N (min)	-864.23	1024.84	2437.89	-814.92	SPC	0.89	2.66	108.72	2.72
	M (max)	-1533.68	-1077.59	3150.20	-270.05	SPC	0.28	3.27	11.35	0.28
3	N (max)	-1559.14	48.92	1541.62	1386.35	SEC	1.68	1.87	1559.14	38.60
	N (min)	-198.43	327.12	705.45	-332.82	SPC	1.14	2.41	56.81	1.42
	M (max)	-1128.41	-1013.49	2667.94	-548.86	SPC	0.61	2.94	49.87	1.25

❖ Résultant de ferraillage pour le voile V5

Tableau V.21. Choix des barres pour le voile V5

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s/nappe} (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				Zone courant		Zone d'about		A _{adopté} (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix	A _{Hadop} (cm ²)	S _t (cm)
				Choix	S _t (cm)	choix	S _t (cm)					
1	145.35	55.91	72.67	23T20	12	5T20	8	87.93	21.98	20T14	30.79	15
2	89.6	55.91	44.8	23T16	12	5T16	8	56.27	15.98	20T12	22.62	15
3	38.6	55.91	27.95	23T14	12	5T14	8	43.09	15.98	20T12	22.62	15

❖ Les vérifications des contraintes à ELS et ELU

Tableau V.22. Les vérifications à ELS et ELU des contraintes.

Voile	Zone	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU						Vérification à l'ELS			
			τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	OBS	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	Ns (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
Type 1	1	969.56	1.46	5	CV	1.04	3.33	CV	3924.52	3.77	15	CV
	2	530.32	0.8	5	CV	0.57	3.33	CV	2464.17	2.37	15	CV
	3	342.22	0.51	5	CV	0.37	3.33	CV	1098.39	1.05	15	CV
Type 2	1	176.25	0.76	5	CV	0.54	3.33	CV	1435.96	3.93	15	CV
	2	105.66	0.46	5	CV	0.33	3.33	CV	893.15	2.46	15	CV
	3	74.8	0.32	5	CV	0.23	3.33	CV	380.66	1.05	15	CV
Type 3	1	461.58	1.2	5	CV	0.85	3.33	CV	1228.29	2.03	15	CV
	2	170.36	0.44	5	CV	0.32	3.33	CV	983.24	1.63	15	CV
	3	97.56	0.25	5	CV	0.18	3.33	CV	447.66	0.74	15	CV
Type 4	1	238.27	1.03	5	CV	0.74	3.33	CV	1222.46	3.34	15	CV
	2	221.89	0.96	5	CV	0.68	3.33	CV	899.06	2.47	15	CV
	3	162.47	0.7	5	CV	0.5	3.33	CV	419.79	1.16	15	CV
Type 5	1	532.27	0.77	5	CV	0.55	3.33	CV	4243.44	3.93	15	CV
	2	412.27	0.6	5	CV	0.43	3.33	CV	2624.11	2.44	15	CV
	3	225.45	0.33	5	CV	0.23	3.33	CV	1135.03	1.06	15	CV

VI.1. Introduction

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ceux sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche)

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : une pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture, représente la contrainte entraînant le poinçonnement du sol.

De plus il ne faut pas qu'il y'ait de différence de tassement appréciable entre deux points porteurs 2 fondations, ceux qui engendrait des désordres graves dans la superstructure (fissurations des murs, déformations des planchers).

Dans le cas de projet de grande surface et d'un terrain peut homogène, on adoptera le taux de travail du sol le plus mauvais afin de limiter le tassement différentiel.

VI.2. Etude du mur voile périphérique

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00) :

D'après le (RPA₉₉ Version 2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

VI.2.1. Epaisseur du mur

L'épaisse (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur: $h_e = 5.6 - 0,45 = 5.15$ m (Pour les deux sous-sols)

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \rightarrow e \geq \frac{515}{25} \rightarrow e \geq 20.6 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour une epaisseur } e = 25 \text{ cm}$$

VI.2.2 Calcul de la poussée des terres

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension (4.00x2.35) m².

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h_e^2 \cdot K_p$$

Où :

γ_h : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma_h = 21.5 \text{ kN/m}^3$.

A: coefficient de poussée $\rightarrow K_A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de argile sableuse $\rightarrow \varphi = 25.55^\circ$

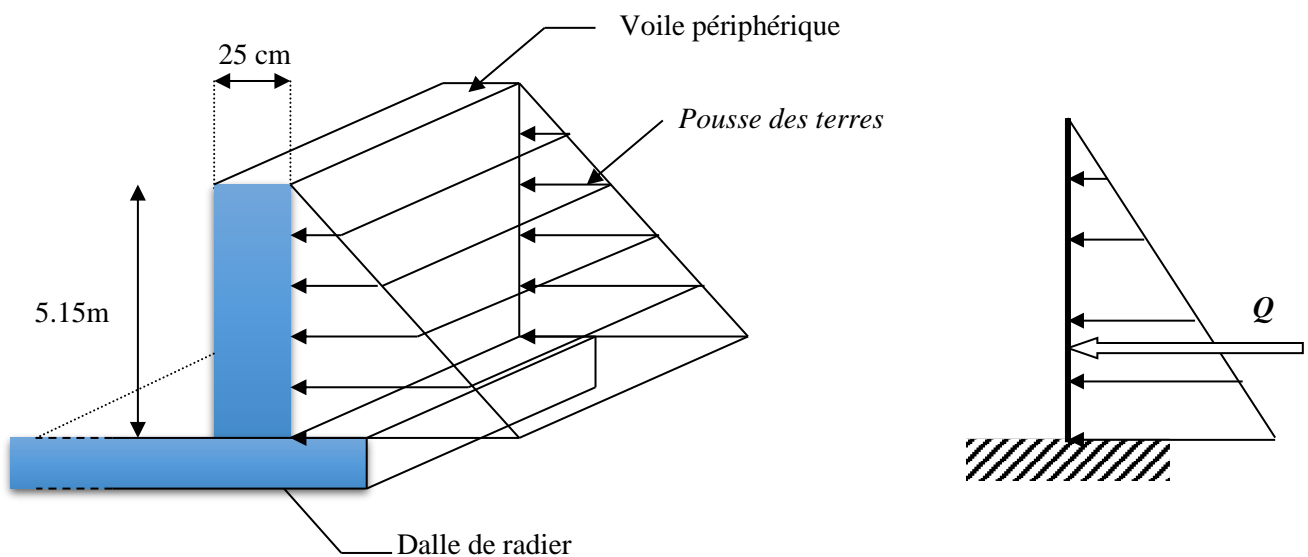


Fig. VI.1. Schéma statique d'un voile périphérique.

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow K_p = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25.5}{2} \right) \rightarrow K_p = 0,397$$

VI.2.3 Calcul des sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,35}{4,00} = 0,59 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

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

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85 M_{0x} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 M_{0y}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = -0,5 M_{0x} \quad ; \quad M_{ay} = -0,5 M_{0x}$$

Données :

Surcharges éventuelles : $q=10\text{KN /m}$

- **Poussée due aux terres** : $q = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h_e^2 \cdot K_p$

$$h_e = 2.35 \text{ m} \quad q_1 = 23.57 \text{ KN/m}^2$$

$$h_e = 5.15 \text{ m} \quad q_2 = 113.19 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{moy}} = (q_1 + q_2) / 2 = 68.38 \text{ KN/m}^2$$

- **Poussée due aux surcharges**

Une contrainte éventuelle d'exploitation : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P_q = K_p \times q = 0,397 \times 10 = 3.97 \text{ KN /m}^2.$$

Méthode de calcul

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

➤ Combinaison fondamentale

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35 q_{\text{moy}} + 1.5 p_q = 98.27 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = q_{\text{moy}} + p_q = 72.35 \text{ kN/ml}$$

VI.2.4 Calcul des moments

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau. VI.1. Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Le panneau considéré		E.L.U	E.L.S
Lx (m)		2,35	2,35
Ly (m)		4	4
α		0,59	0,59
μ_x		0.0825	0.0873
μ_y		0.292	0.465
Moments isostatiques	M_{0x} (kN.m)	44.77	34.88
	M_{0y} (kN.m)	13.07	16.22
Moments en travée	M_{tx} (kN.m)	38.05	29.65
	M_{ty} (kN.m)	9.80	12.17
Moment en appui	M_{ax} (kN.m)	22.39	17.44
	M_{ay} (kN.m)	22.39	17.44

VI.2.5 Calcul du ferrailage a l'ELU

Le sens X-X

a) -En travée

Calcul d'une section rectangulaire (bx_e) avec b=100cm, e=25cm et d = 0,9 e = 22.5cm.

$$M_{ux}^t = 38.05 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{38.05 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,392 \text{ pas d'armatures comprimées } \hat{A}_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053}) = 0,068$$

$$z = d(1 - 0,4 \cdot 0,068) = 21.89$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{38.05 \cdot 10^3}{348 \times 21.89} = 4.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) -En appui

$$M_{ux}^a = 22.39 \cdot 10^3 \text{ N.m} \quad \rightarrow A_u^a = 2.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y-Y

a) -En travée

Calcul d'une section rectangulaire (bxh) avec b=100cm et h=25cm).

$$M_{uy}^t = 9.8 \cdot 10^3 \text{ N.m} \quad \rightarrow A_u^t = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) -En appui

$$M_{uy}^a = 22.39 \cdot 10^3 \text{ N.m} \quad \rightarrow A_u^a = 2.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures minimales**

R. P. A: $A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% (100 \times 25) = A_{\min} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

B. A. E. L: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0,23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{\min} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix d'armatures

$$A_{\text{choi}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

Les résultats de ferrailage sont donnés par le tableau suivant :

Tableau. VI.2. Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.

	Sens X-X						Sens Y-Y					
	A _{cal}	A _{min}	A _{choi}	Chois	A _{adop}	St	A _{cal}	A _{min}	A _{choi}	Chois	A _{adop}	St
	Cm ²	Cm ²	Cm ²	des	Cm ²	cm	Cm ²	Cm ²	Cm ²	Des	Cm ²	cm
	/ml	/ml	/ml	barres	/ml		/ml	/ml	/ml	barres	/ml	
En Travée	4.99	2.72	4.99	6T12	6.79	15	1.26	2.72	2.72	5T12	5.56	20
En appui	2.9	2.72	2.9	6T12	6.79	15	2.9	2.72	2.9	5T12	5.56	20

VI.2.6 Vérification a l'ELS

Fissuration préjudiciable

- Vérification des contraintes

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1.K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta.K(d - y_1) \leq \bar{\sigma}_s = 202MPa$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous

Sens X-X

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Appuis	17.44	6.79	2.62	124.8	15	202	CV
Travée	29.65	6.79	4.45	198.2	15	202	CV

Sens-Y-Y

Tableau VI.4: Vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y)

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Appuis	17.44	5.56	2.89	151.4	15	202	CV
Travée	12.17	5.56	2.01	105.7	15	202	CV

VI.3. Etude de fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI.3.1 Différents types de 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 (puit, 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

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifier lorsque

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

VI.3.2 Choix de type de fondation

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

- ✓ Facteur de choix du type de fondation :
 - La nature de l'ouvrage.

- La nature du terrain.
 - La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
 - Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
 - Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- ✓ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
- La résistance du sol
 - Le chevauchement des semelles
 - Le mode constructif de la structure
- ✓ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :
- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - Facilité d'exécution (coffrage)
 - Economie
 -

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2 bars.

Remarque

Le bâtiment étudié est une structure réalisée par voiles porteurs, donc la solution de semelles isolées est à écarter.

On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VI.3.2.1 Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 111990.13 \text{ KN} ; \quad \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s \geq \frac{111990.13 \times 10^{-3}}{0.2} = 559.95 \text{ m}^2$$

$$\text{On a la surface totale de l'ouvrage } S_t = l_x \times l_y = 26 \times 26.65 = 692.9 \text{ m}^2$$

$$\frac{s}{S_t} = \frac{559.95}{692.9} = 0.8 \text{ ou } 80 \%$$

Conclusion

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.3.3 Calcul d'un radier général

VI.3.3.1 L'épaisseur du radier

➤ Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.50$ m: la plus grande distance entre deux files successifs.

$$\text{D'où : } 68.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 110 \text{ cm.}$$

➤ Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.2$ MPa

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen: $K = 40$ MN/m³

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5.5^4)}{32164.2 \times \pi^4}} \Rightarrow h = 82.5 \text{ cm}$$

➤ Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'ELU

h : Epaisseur totale du radier.

- Pour les voiles

$$N_u = 5828.93 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases} \quad \text{on pose que } h = 90 \text{ cm}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.30 + 3.55 + 2 \times 0.9) \cdot 2 = 11.3 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c \left(\frac{F_{c28}}{\gamma_b} \right)} = 0.68 \text{ m}$$

- Pour les poteaux

$$N_u = 1582.05 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.50 + 0.5 + 2 \times 0.9) \cdot 2 = 4.1 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c \left(\frac{F_{c28}}{\gamma_b} \right)} = 0.51 \text{ m}$$

Conclusion

Pour satisfaire à toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier : **h= 90cm**.
 Vu que la hauteur est importante, donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

➤ **Condition de coffrage**

a) **Pour des nervures**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 90 \text{ cm}$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

Soit : $b_p = 50 \text{ cm}$

b) **Pour la dalle**

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 40 \text{ cm}$

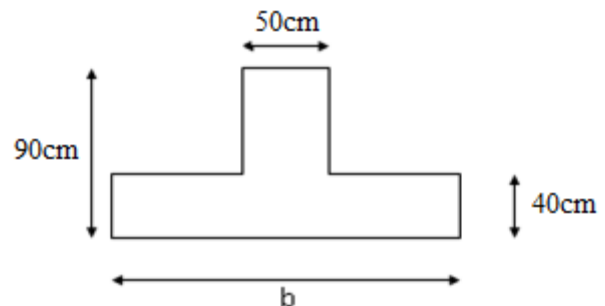


Figure VI.2. : la nervure

VI.3.3.2 Détermination des efforts

❖ **La surface minimale du radier**

➤ **Calcul de débordement**

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{D=50cm}$$

$S_{\text{débord}} = D \times \text{périmètre du bâtiment}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} \Rightarrow \mathbf{S_{\text{radier}} = 745.55 \text{ m}^2}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$G_{\text{rad}} = \rho \cdot h_{\text{rad}} \cdot S_{\text{rad}} + \text{poid des nervures}$$

$$G_{\text{rad}} = 25 \times 0.4 \times 745.55 + [(0.9 - 0.4) \times 0.5 \times 25 \times 394.55] = 9921.44 \text{ KN}$$

$$G_{\text{batiment}} = 94596.39 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 17393.92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{batiment}} = 104517.8 \text{ KN}$$

➤ **Les combinaisons de calcul**

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q = 167189.95 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q = 121911.7 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification de surface du radier**

$$\text{à l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{167189.95 \times 10^{-3}}{1.33 \times 0.2} = 628.53 \text{ m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{121911.7 \times 10^{-3}}{0.2} = 609.55 \text{ m}^2$$

VI.3.3.3 Les vérifications

❖ **Vérification de la pression hydrostatique**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G_T \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure = 5.6 m

$$\alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 5.6 \times 745.55 = 62626.2 \text{ KN}$$

$G_T = 104517.8 \text{ KN} > 62626.2 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ **Condition de non cisaillement**

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{\text{ultim}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} .$$

$$V_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$V_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{167189.95 \times 1}{745.55} \cdot \frac{5.5}{2} = 616.69 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{616.69 \times 1000}{1000 \times 810} = 0.76 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ Calcul du CDG et les moments d'inertie

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré ;

(Xi , Yi) : Centre de gravité du panneau considéré.

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 13.00 \text{ m}$$

$$Y_G = 13.33 \text{ m}$$

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

Ii : moment d'inertie du panneau (i).

Si : aire du panneau considéré (i).

di : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = 41\,009,4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 39\,033,4 \text{ m}^4$$

❖ Vérification de la stabilité au renversement

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

Avec : e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$$N = 0,8 N_G = 0,8 \times 94596.39 = 75677.11 \text{ KN}$$

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{177488.63}{75677.11} = 2.3 \text{ m} < \frac{A}{4} = 6.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\text{Sens Y-Y : } e = \frac{171053.5}{75677.11} = 2.26 \text{ m} < \frac{B}{4} = 6.67 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

❖ Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

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, leurs diagrammes est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal de calcul.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

$$e_x = X_G - X_{G,r} = 13 - 13.15 = -0.15\text{m}$$

$$e_y = y_G - y_{G,r} = 13.33 - 13.4 = -0.07\text{m}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes sous le radier

	ELS		ELU	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
N (KN)	121911.7	121911.7	167189.95	167189.95
e	0.15	0.07	0.15	0.07

M (KN.m)	18286.75	8533.82	25078.5	11703.3
V (m)	13	13.33	13	13.33
I (m⁴)	c	39 033,4	41 009,4	39 033,4
σ_1 (KN/m²)	169.3	166.43	232.2	228.25
σ_2 (KN/m²)	157.7	160.6	216.3	220.25
σ_{moy} (KN/m²)	163.5	163.5	224.25	224.25
$\sigma_{adm} = 1.5\sigma_{adm}$ (KN/m²)	300	300	300	300
Vérification	CV	CV	CV	CV

❖ **Vérification de la stabilité**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de RDC

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC

h : profondeur de l'infrastructure $h = 5.6$ m

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant

Tableau VI.6. : Vérification de soulèvement

	0,8G+E		G + Q + E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	75677,11	75677,11	111990,3	111990,3
M (KN.m)	160447.6	165936.4	160447.6	165936.4

V (m)	13	13.33	13	13.33
I (m⁴)	41 009,4	39 033,4	41 009,4	39 033,4
σ_1 (KN/m²)	152.36	158.17	201.1	206.87
σ_2 (KN/m²)	50.6	44.84	99.34	93.54
σ_{moy} (MPa)	0.101	0.102	0.15	0.15
σ_{adm} (MPa)	0.2	0.2	0.2	0.2
Vérification	CV	CV	CV	CV

VI.3.3.4. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Les panneaux sont encastres sur 4 appuis ; on distingue deux cas de figure :

1^{er} Cas : Si : $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable $\Rightarrow M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{oy} = 0$

2^{eme} Cas : Si : $0.4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

* Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

* Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

* Les valeurs de μ_x, μ_y .sont données par le BAEL.

a) Ferrailage du panneau

Le calcul de ferrailage se fait par une bonde de 1ml, On choisit le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 5.2m, L_y = 5.5 m$$

Évaluation des charges est surcharge

- À ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$$

$$q_u = \frac{167189.95}{745.55} = 224.26 \text{ KN/m}^2$$

- À ELS

$$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$$

$$q_{ser} = \frac{121911.7}{745.55} = 163.52 \text{ KN/m}^2$$

Correction des moments

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.2}{5.5} = 0.94$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Sens X-X

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{ex} = 0,85 M_x$$

$$M_{ax} = 0,50 M_x$$

Sens-Y-Y

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_{ey} = 0,75 M_y$$

$$M_{ay} = 0,50 M_x$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.7 Calcul des sollicitations

	ELS		ELU	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0.0491	0.906	0,0419	0,864
M (KN.m)	217.1	196.7	254.1	219.53
Mt(KN.m)	184.5	147.53	215.99	164.7
Ma(KN.m)	108.55	108.55	127.1	127.1

➤ **Calcul des armatures a l'ELU**

b=1m h=40cm d=36cm $f_{bu}=14.2MP$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.8. Ferrailage de la dalle.

	XX SENS		YY SENS	
	appui	travée	appui	travée
M (KN.m)	127.1	215.99	127.1	164.7
As (cm²)	10.54	18.44	10.54	13.82
Amin (cm²)	4.34	4.34	4.34	4.34
Choix des barres	10T16	10T20	10T16	10T16 +3T16
St (cm)	10	10	10	10

Aadop (cm²)	20.11	30.42	20.11	26.14
-------------------------------	-------	-------	-------	-------

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est préjudiciable alors :

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K(d - y_1) \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$

Les résultats donnés par logiciel **SOCOTEC** sont dans les tableaux ci-dessous :

Sens X-X

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Appuis	108.55	20.11	4.28	166.5	15	202	CV
Travée	184.5	31.42	7.11	185.6	15	202	CV

Sens-Y-Y

Tableau VI.10. : Vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y)

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Appuis	108.55	20.11	4.28	166.5	15	202	CV
Travée	147.53	26.14	5.8	176.2	15	202	CV

b) Ferrailage des nervures

Ce sont des poutres disposées le long de radier. Elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 90 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 50 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file 2 dans le sens X-X et la file a dans le sens Y-Y.

➤ **Transmission des charges des dalles aux poutres**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45^0 avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand coté.

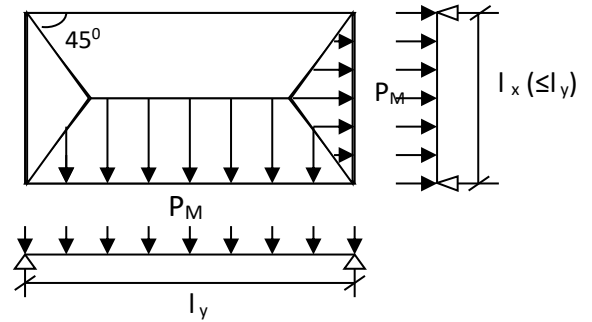


Figure VI.3. La répartition des charges sur la nervure

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi- travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\frac{Ql_x}{2} (1 - \frac{\alpha}{2})$	$\frac{QL_x}{4}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

Remarque : pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

➤ **Evaluation des charges**

❖ **ELU**

Sens x-x

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 4

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.11. : Evaluation des charges a ELU sens x-x

travée	α_1	α_2	Q (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A--B	0.63	0.95	224.26	264.99	306.11	571.1
B--C	0.97	0.68	224.26	199.22	199.03	398.25
C--D	0.86	0.77	224.26	220.5	224.26	444.76

D--E	0.86	0.77	224.26	220.5	224.26	444.76
E--F	0.97	0.68	224.26	199.22	199.03	398.25
F--G	0.63	0.95	224.26	264.99	306.11	571.1

Sens-y-y

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file G
Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.12. : Evaluation des charges a ELU sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.88	0.57	224.26	176.6	176.6	353,2
2-3	0.69	0.92	224.26	260.73	285.93	546,66
3-4	0.97	0.63	224.26	193.42	193.42	386,84
4-5	0.92	0.6	224.26	185	185	370
5-6	0.97	0.63	224.26	193.42	193.42	386,84
6-7	0.68	0.94	224.26	262.72	291.54	554,26
7-8	0.84	0.54	224.26	168.2	168.2	336,4

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés par logiciel RDM6 sur les graphes suivant :

Sens x-x

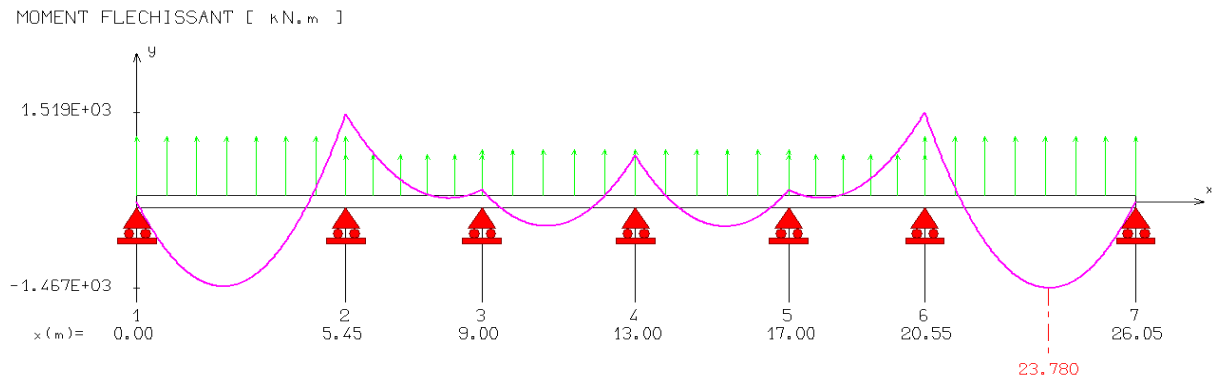


Figure VI.4. Diagramme des moments a ELU sens x-x

Sens-y-y

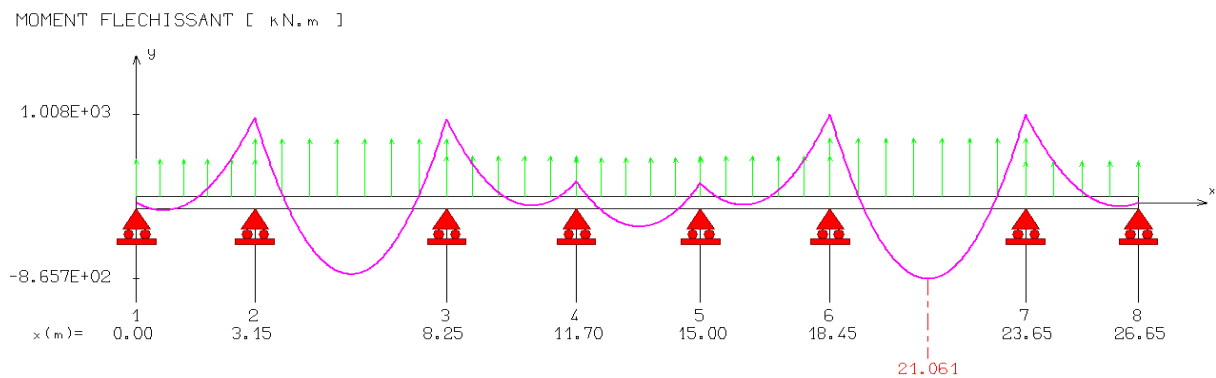


Figure VI.5. Diagramme des moments a ELU sens y-y

❖ ELS

sens x-x

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.13. Evaluation des charges à ELS sens y-y

travée	α_1	α_2	Q (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A--B	0.63	0.95	163.52	193.22	223.2	416,42
B--C	0.97	0.68	163.52	145.27	145.12	290,39
C--D	0.86	0.77	163.52	160.78	163.52	324,3
D--E	0.86	0.77	163.52	160.78	163.52	324,3
E--F	0.97	0.68	163.52	145.27	145.12	290,39

F--G	0.63	0.95	163.52	193.22	223.2	416,42
-------------	------	------	--------	--------	-------	--------

Sens-y-y

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.14. Evaluation des charges à ELS sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0.88	0.57	163.52	128.77	128.77	257,54
2-3	0.69	0.92	163.52	190.1	208.49	398,59
3-4	0.97	0.63	163.52	141.04	141.04	282,08
4-5	0.92	0.6	163.52	134.9	134.9	269,8
5-6	0.97	0.63	163.52	141.04	141.04	282,08
6-7	0.68	0.94	163.52	190.1	212.58	402,68
7-8	0.84	0.54	163.52	122.64	122.64	245,28

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés par logiciel RDM6 sur les graphes suivant

Sens x-x

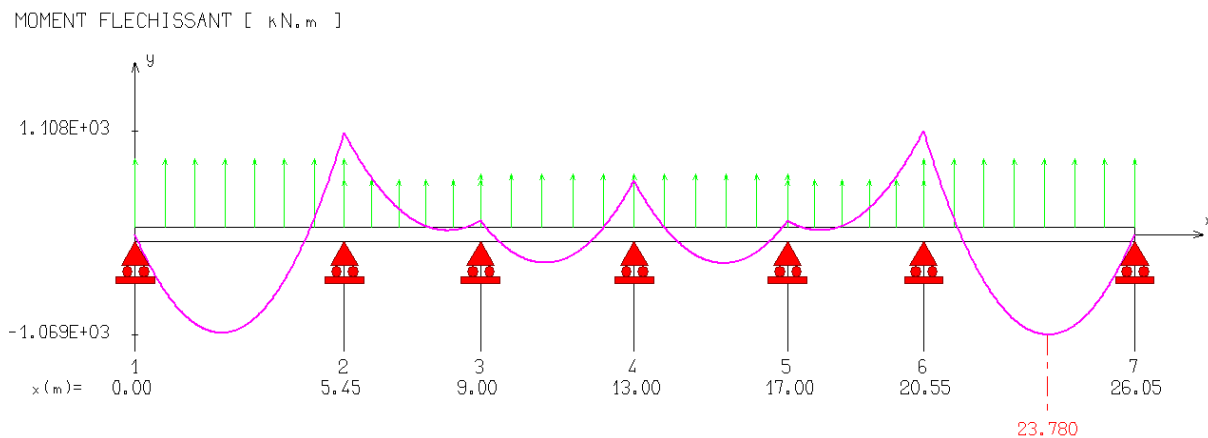


Figure VI.6. Diagramme des moments à ELS sens x-x

Sens-y-y

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

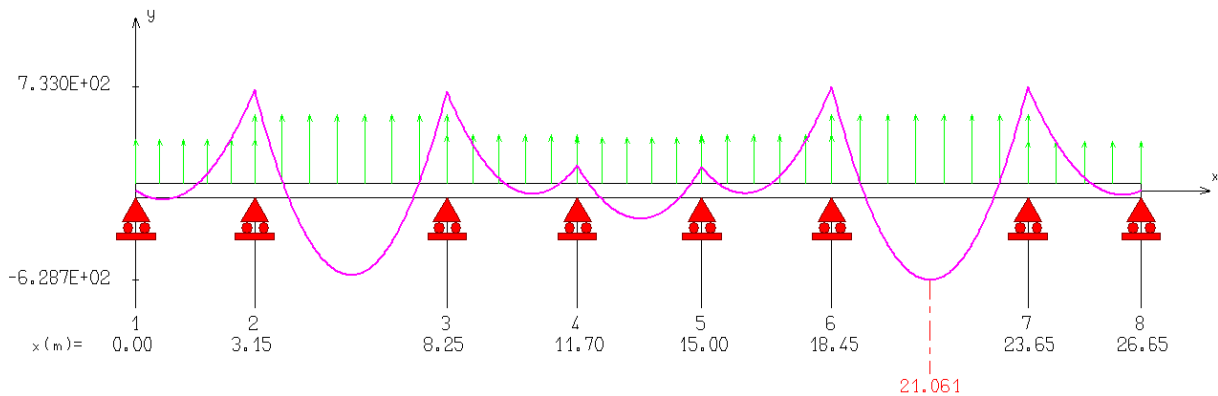


Figure VI.7. Diagramme des moments à ELS sens y-y

Le calcul de ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. ou les efforts sont calculés par la méthode des trois moments :

Tableau VI.15 Calcul des sollicitations

Combinaison	Sens XX		Sens YY	
	Moment (KN/ml)		Moment (KN/ml)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
ELU	1519	1467	1008	865.7
ELS	1108	1069	733	628.7

➤ Dimensionnement des nervures

La section de la nervure est considérée comme une section en T

Avec :

b_1 : cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

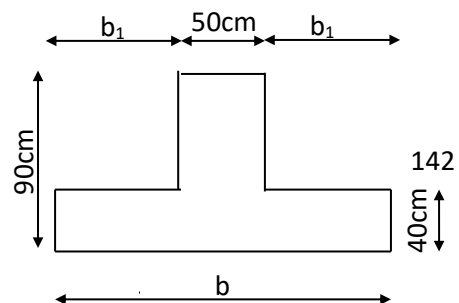
- le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.

- la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives
 $-8h_0$

Calcul de la section d'armatures longitudinal

➤ Dimensionnement des nervures

La section de la nervure est considérée comme une



section en T avec

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{5.5}{10}; \frac{3.45}{2} \right) \rightarrow b_1 = 0,55 \text{ m}$$

$$\rightarrow b = 160 \text{ m}$$

Figure VI.8. Dimensionnement de la nervure

$$h = 90 \text{ cm}; h_0 = 40 \text{ cm}; b_0 = 50 \text{ cm};$$

$$C = 4 \text{ cm}; d = 0,9h = 82 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

➤ **Calcul de M_T (moment de la table)**

$$M_T = \mu_0 b d^2 f_{bc} \text{ tel que } \alpha_0 = \frac{h_0}{d} = 0.49 > 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 0.8\alpha_0(1-0.4\alpha_0) = 0.315$$

$$M_T = 0.315 \times 0.82^2 \times 1.6 \times 14.2 \times 10^3 = 4812.2 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.16 ferrailage des nervures longitudinales.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M(KN)	1519	1467	1008	865.7
M_T (KN.m)	4812.2	4812.2	4812.2	4812.2
M < MT Section	Rectangulaire (b*h)	Rectangulaire (b*h)	Rectangulaire (b*d)	Rectangulaire (b*d)
A(cm²)	56.31	54.27	36.63	31.29
A_{min}(cm²)	15.84	15.84	15.84	15.84
choix des barres	8T32+4T16	8T32+4T16	4T32+4T20	4T32+4T20

			+2T16	+2T16
A_{adop}(cm²)	72.38	72.38	48.76	48.76

❖ Les vérifications

• Vérification des contraintes

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K (d - y_1) \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous

Sens transversal

Tableau VI.17. : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop} (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
Appuis	1108	72.38	4.96	193	15	202	CV
Travée	1069	72.38	4.78	186.2	15	202	CV

Sens longitudinal :

Tableau VI.18. : Vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y)

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop} (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
Appuis	733	48.76	4.05	188.4	15	202	CV
Travée	628.7	48.76	3.47	161.6	15	202	CV

• Vérification de l'effort tranchant

Sens X-X

$$V_u = 1847 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 4.5 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CNV} \quad \text{donc on doit calculer les armatures transversal}$$

Sens-Y-Y

$$V_u = 1441 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CNV} \quad \text{donc on doit calculer les armatures transversal}$$

❖ Armatures transversales

• Espacements

D'après l'**RPA** les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

$$S_t \leq \min(h/4; 12 \Phi_l) = 19.2 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq 90/2 = 45 \text{ cm en zone courante}$$

D'après le **BAEL**, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur suivante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_{L_{\min}}, 40 \text{ cm}, a+10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

Avec :

$\Phi_{L_{\min}}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

a : la plus petite dimension transversale de la nervure

On adopte dans les deux sens un espacement :

$$S_t = 7 \text{ cm en zone courante}$$

$$S_t = 7 \text{ cm en zone nodale}$$

• Diamètre des barres

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

• La section d'armature

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 \times (\tau_u - 0.3 K f_{t28})}{0.9 f_{ed} / \gamma_s} = \frac{0.5(4.50 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 / 1.15}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \text{ cm}$$

• Pourcentage minimal : La section minimale A_t doit vérifier :

Selon le **BAEL** :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b}{f_e} = 0.5 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Selon le **RPA** :

$$A_{tmin} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 2.25 \text{ cm}$$

Choix des cadres

Pour les cadres transversaux en prendra 6T10 avec $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$

c) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

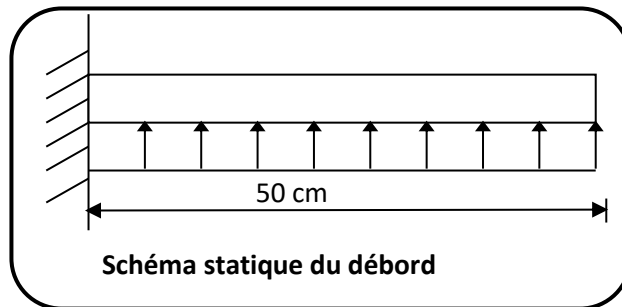


Figure VI.9. Schéma statique de débord

- Sollicitation de calcul

A l'ELU

$$q_u = 224.26 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot l^2}{2} = \frac{224.26 \times 0.5^2}{2} = 28.03 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$q_{ser} = 163.52 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{P_u \cdot l^2}{2} = \frac{163.52 \times 0.5^2}{2} = 20.44 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m}, \quad d = 36 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$$

- ✓ Condition de nom fragilité

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

Tableau VI.19 : ferrailage du débord

	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)
ELU	28.03	1.76	4.34

- Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

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

Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$v_u^{\max} = q \times l = 112.13 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b d} = 0.31 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPA} \leq 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Ce mémoire nous a permis d'améliorer nos connaissances en terme de calcul et pratique.

Cette expérience nous a aidé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Il est important de signaler que cette étude nous a donné une bonne maîtrise des sujets de génie civil, ainsi d'affranchir la vie professionnelle avec un bagage nécessaire pour assurer une bonne fonction.

Le choix du système de contreventement été un grand défi pour nous, finalement un système contreventement par voile pleureurs apus reprendre à certaine exigence règlementaire notamment la reprise des efforts horizon tant et verticaux.

Aussi, le choix de la meilleure disposition des voiles a été arrêté après la vérification de plusieurs variantes en tenant compte des critères architecturales et dynamiques

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ **Livre :**

- Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat –Roux

➤ **Cours :**

- Béton armé (3^{ème} et 4^{ème} année)FSI. (2015-2016/2016-2017).
- Dynamique des structures (4^{ème} année)FSI. (2016-2017).
- Cours de bâtiment (4^{ème} année)FSI. (2016-2017).
- Résistance des matériaux (2^{ème}, 3^{ème} année)FSI. (2014-2015/2015-2016).

➤ **Logiciels :**

- ETABS V9.7.0.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2015.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul des sections rectangulaires en béton armé à la flexion simple ou flexion composé)

➤ Mémoires de fin d'étude.....FSI