

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



UNIVERSITE DE BLIDA-1-

جامعة سعد دحلب – البليدة 1 -

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT (R+9+ Sous-Sol) A USAGE
COMMERCIAL ET HABITATION, CONTREVENTE PAR
DES VOILES EN BETON ARME

Présenté par :

SEMMANA Yousra

BOUAKKAZ Ayoub Ismail

Devant les membres de jury :

.....

U.Saad Dahleb-Blida

Président

.....

U.Saad Dahleb-Blida

Examineur

Mr. DJAHRA.A

U.Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Juin 2024

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions très sincèrement notre promoteur Mr A. DJAHRA de nous avoir encadré ainsi que leur disponibilité, orientation et précieux avec lesquels ils ont suivi et guide ce travaille.

Nous remercions le président de jury ainsi que notre examinateur d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Enfin nous tenons à adresser un remerciement à nos très chères familles et aussi nos enseignants du département de Génie Civil qui ont été toujours présents pour nous encourager et nous soutenir.

Merci beaucoup

Dédicaces

Louange a dieu seul

Je tiens avec grand plaisir de dédier ce modeste travail.

à mes chers parents de m'avoir soutenu pendant ce long parcours ;qui m'ont jamais cessé de formuler des prières à mon égard pour que je puisse atteindre mon but.

Que dieu vous garde à nous tous.

A mes sœurs Lamia et Imane , qui m'apportaient de la joie lorsque j'en avais le plus besoin. Merci d'être à mes côtés ,votre présence a toujours été mon point de force pour affronter les différents obstacles.

A mon cher binôme Ayoub, pour sa gentillesse et sa sympathie, sa patience et son courage ; je te souhaite un parcours chaleureux et plein de réussite.

A mes chers amis ,qui m'ont accompagné dans les péripéties de ma vie ,les moments que nous avons passé ensemble resteront à tout jamais gravés dans ma mémoire.

A mon beau-frère Omar, et ma famille, qui m'ont fait confiance et soutenu pendant ce long périple.

A mon neveu Mehdi, qui , malgré sa turbulence infinie, il m'apporte de la joie de vivre et de foncer vers mon but.

Finalement, je dédie ce prodige à moi-même, à mes efforts, mon courage, mon acharnement ,mon perfectionnisme, et surtout ma discipline et ma détermination .

SEMMANA Yousra.

Dédicaces

Au nom de dieu grand qu'il soit, au début de jour a la fin de soir

*Je dédie mon travail à mon idol, mon père le défunt Mourad Bouakkaz, a mon
trésor*

*ma mère et toute la famille et mes amis souhaitant que ce modeste mémoire sera
utile au futur inchallah*

*Je remercie mon promoteur monsieur abderraouf djahra pour son suivi et tous ceux
qui ont participé pour arriver a cette bonne fin.*

BOUAKKAZ Ayoub Ismail.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة لهيكل خرساني مقوى للاستخدامات السكنية والتجارية، ويتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى 9 طوابق، ويقع في ولاية البليدة التي يتم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية رقم (3) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومه الزلزل. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف الى تحليل وقياس البناء مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومه الزلزل 1999نسخه 2003 وقواعد حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993 وقوانين حساب الخرسانة المسلحة 1991 نسخة، 1999 تم اجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج تحليل , اتابس 2018

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة، البناء، الزلزال، نظام مقاومه الزلزل 1999نسخه، 2003 حساب المنشآت بالخرسانة المسلحة 1993

RESUME :

Ce projet présent une étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commerce, comporte un rez-de-chaussée plus 9 étages + Sous-Sol, est implantée à la Wilaya de Blida. Cette région est classée en zone sismique (III) selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié et constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93, et RPA99/V2003), l'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse ETABS 2018.

Mots clés : Béton Armé, Bâtiment, Séisme, RPA99/V2003, C.B.A.93, ETABS 2018.

Abstract:

This project presents a study of a reinforced concrete structure for residential and commercial use, has a ground floor plus 9 floors, it is located in the Wilaya of Blida. This region is classified as a seismic zone (III) according to the Algerian Paraseismic Regulations (RPA99/Version2003). This work which was entrusted to us and consists of a technical study which is the analysis and the dimensioning of the building while applying the rules of construction in force (C.B.A.93, B.A.E.L.91 modified in 99 and RPA99/V2003), the seismic analysis of the structure was carried out using the analysis software ETABS 2018

Keywords: Reinforced concrete, Building, Earthquake, RPA99/V2003, C.B.A.93, ETABS 2018

SOMMAIRE :

CHAPITRE I : PRESENTATION DEL 'OUVERAGE ET MATERIAUX UTILISES.....	26
I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation De L'ouvrage :	1
I.3 Caractéristiques géométriques :	2
I.3.1 Dimensions en élévation :	2
I.3.2 Dimensions en plan :	2
I.4 Conception de La structure :	2
I.5 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :	3
I.5.1 Béton :	4
I.5.2 ACIERS :	7
I.6 : Hypothèse de calcul :	9
I.7 Conclusion :	10
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
II.1. Introduction :	11
II.2. Prédimensionnement des planchers :	11
II.2.1. Plancher à dalle pleine :	11
II.2.2. Plancher en corps creux :	13
II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	14
Les poutres porteuse (principales) :	14
Les poutres non porteuses (secondaire) :	14
II.3.1. POUTRES PORTEUSES :	15
II.3.2. POUTRES NON PORTEUSES	15
Conclusion :	16
II.4. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :	16
II.4.1 Charges permanentes :	16
II.5 Prédimensionnement des poteaux :	19
II.5.1 Evaluation de l'effort normal ultime :	21
Conclusion :	27
II.6 Prédimensionnement des voiles :	28
II.6.1. Introduction :	28

CHAPITRE III :_ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1 Introduction :	29
III.2 Acrotère :	29
III.2.1 Evaluation des charges :	30
III.2.2 Calcul des efforts :	31
III.2.3 Ferrailage de l'acrotère :	31
III.2.4 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :	33
III.2.5 VÉRIFICATION À L'E.L. S :	33
III.2.6 Vérification des contraintes :	34
III.2.7 Vérification de l'effort tranchant :	35
III.1.3 Schéma de ferrailage :	35
III.3 Étude des escaliers :	35
III.3.1 Introduction :	35
III.3.2 Prédimensionnement des escaliers :	36
III.3.3 La Palier :	38
III.3.4 La paillasse :	38
3.3.4- Schéma statique	39
III.3.5 Détermination des efforts :	39
III.3.6 Calcul des armatures :	40
III.3.7 Schéma de Ferrailage :	43
III.4 Étude de la dalle du Balcon :	43
III.4.1 Introduction :	43
III.4.2 prédimensionnements :	44
III.4.4 Moments fléchissant et efforts tranchants :	45
III.4.5 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :	46
III.4.6 : Schéma de ferrailage :	48
III.5 Plancher en dalle pleine :	49
III.5.1 Évaluation des charges :	49
III.4.2. CALCUL DES MOMENTS :	49
III.5.3. Ferrailage de la dalle :	50
III.5.4 Calcule des armatures des armatures transversales :	51
III.5.5 Vérification à L'ELS :	52
III.5.6 Vérification de la flèche :	53

III.5.7 Schéma de ferrailage :	53
III.6. Étude des planchers :	54
III.6.1 Introduction :	54
III.6.2 Plancher à corps creux :	54
III.6.3 Calcul du ferrailage :	71
III.7 Conclusion :	79
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE	
SISMIQU	29
IV.1 Introduction :	79
IV.2 Étude dynamique :	79
IV.2.1 Introduction :	79
IV.2.2 Caractéristiques dynamiques propres :	79
IV.3 Modélisation de la structure :	80
IV.3.1 Présentation du programme ETABS :	81
IV.3.2 Modélisation de rigidité :	81
IV.3.3 L'analyse :	81
IV.3.4 Modélisation de la masse :	82
IV.3.5. Conception du contreventement vertical :	82
IV.4. Étude sismique :	82
IV.4.1 Méthodes de calcul :	82
IV.4.2. Choix de la méthode calcul :	84
IV.5 Combinaison d'action :	84
IV.6 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :	84
IV.7 Méthode dynamique modale spectrale :	88
IV.7.1 Spectre de réponse :	88
IV.8 Résultats de l'analyse sismique :	89
IV.8.1-Modèle initial :	89
IV.8.2-Modèle 2 :	94
IV.8.3-Modèle 3 :	97
IV.9 Conclusion :	102
CHAPITRE V : CALCUL DESELEMENTS RESISTANTS	
V.1 Introduction :	103
V.2 Ferrailage des poteaux :	103

V.2.1 Introduction :	103
V.2.2 Vérification de l'effort tranchant :	104
V.2.3 Sollicitations à considérer :	105
V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	110
V.2.5 Calcul du ferraillage transversal :	112
V.2.6 Schéma de Ferraillage :	114
V.3 Ferraillage des poutres :	117
V.3.1 Introduction :	117
V.3.2 Combinaisons des charges :	117
V.3.3 Recommandations du RPA99 version 2003 :	117
V.3.4 Sollicitations et ferraillage des poutres :	117
V.3.5 Choix de Ferraillage :	119
V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :	120
V.3.7 Détermination du diamètre des armatures transversales :	122
V.3.8 Arrêt de barres :	123
V.3.9 Vérification de la flèche :	124
V.3.10 Schémas de ferraillage des poutres porteuses :	125
V.4 Ferraillage des voiles :	126
V.4.1 Généralités :	126
V.4.2 Introduction :	126
V.4.3 Introduction au ferraillage des voiles :	128
V.4.4 Armatures verticales :	129
V.4.5 Armatures horizontales :	130
V.4.6 Armatures transversales :	130
V.4.7 Diamètre max des armatures :	130
V.4.8 Espacement :	131
V.4.9 Vérification de cisaillement :	131
V.4.10 Calcul de ferraillage :	132
V.4.11 schéma de ferraillage :	136
CHAPITRES VI : Étude de l'infrastructure	104
VI.1 Introduction :	137
VI.2 Choix de type de fondation :	137
VI.3 Calcul des fondations :	137

VI.4 Semelle isolée :	138
VI.5 Semelle Filante :	139
Conclusion :	140
VI.6 Radier générale	140
VI.6.1 Introduction :	140
VI.6.2 Pré dimensionnement de radier nervure :	141
VI.6.3 Caractéristiques géométriques du radier.....	143
VI.5.4 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :	143
VI.6.5 Ferrailage de la dalle du radier	146
VI.7 Etude du voile périphérique.....	154
VI.7.1 Prédimensionnement	154
VI.7.2 Evaluation des charges	155
VI.7.3 Effort dans la Dalle	156
VI.7.4 Calcul du Ferrailage	156
VI.7.5 Vérifications :	157
VI.7.5 Ferrailage du Voile Périphérique :	159
VI.8 Conclusion :	159

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVERAGE ET MATERIAUX UTILISES

Figure I.1 : façade du bâtiment	1
Figure I.2 : Diagramme contrainte-1 déformation du béton à ELU	6
Figure 1.3 : Diagramme contrainte- 1 déformation du béton à ELS.	7
Figure 1.4 : Diagramme contrainte - 1 déformation de l'acier à ELU.....	8

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1 : Détails d'un plancher à dalle pleine.....	11
Figure II.2 : plancher à corp creux.	13
Figure II.3 : Plancher Terrasse 1inaccessible.	16
Figure II .4 : Plancher étage courant en corps creux	17
Figure II.5 : Plancher étage courant en corps creux.	17
Figure II.6 : Surface reprise par le poteau central.	23
Figure II.7: Schéma de voile.	28

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Figure. III.1 : Dimensions de l'acrotère	29
Figure. III.2 : Sollicitation de l'acrotère	30
Figure. III.3 : Coupe horizontale d'un acrotère.	32

Figure III.4 : Distance de l'axe neutre	33
Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère	35
Figure III.6: Éléments d'un escalier.	36
Figure III.7: Les dimensions de l'escalier.....	37
Figure III.8: schéma statique de l'escalier	39
Figure III.9 : ferrailage de l'escalier	43
FigureIII.10 : Schéma Statique du balcon	44
FigureIII.11 : Les efforts sur le Balcon	45
FigureIII.12 : Schéma de Ferrailage	48
FigureIII.13 : Schéma de la dalle pleine	49
Figure III.14 : Ferrailage dalle pleine	53
Figure III.15 : Corp creux	54
Figure III.16: Schéma de poutrelle	55
Figure III.17 : Type (04) travées	57
Figure III.18 : Type (03) travées	57
Figure. III.19 : Schéma de ferrailage des poutrelles	77
Figure. III.20 : ferrailage de la dalle de compression	79

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Figure IV.1 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE	89
Figure IV.2 : Vue en plan des étages courants	89
Figure IV.3 : Vue en plan du 9eme étage.	90
Figure IV.4 : Mode De translation Et le Mode de Rotation	91
Figure IV.5 : Vue en Plan du modèle 2 (2eme étage)	94
Figure IV.6 : Vue en Plan du modèle 3 (2eme étage)	97
Figure IV.7 : Vue de modèle en 3D	97

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 : Dessin de ferrailage des poteaux centraux	115
Figure V.2 : Arrêt des barres	123
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses	125
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses	126
Figure V.5 : Disposition des voiles	127
Figure V.6 : élément de section rectangulaire.	128
Figure V.7 : ferrailage classique du voile en béton armé	129
Figure V.8 : Les contraintes sur le voile	132
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	133

Figure V.10 :Schéma de ferrailage des voiles	137
---	-----

CHAPITRES VI : Étude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau	138
---	-----

Figure VI.2 : Semelle filantes	139
---	-----

Figures VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	140
---	-----

Figures VI.4: La charge verticale et l'effort tranchant	144
--	-----

Figures VI.5: Le panneau le plus sollicité.	147
--	-----

Figures VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier.	151
---	-----

Figures VI.7 : Ferrailage des nervures.	154
--	-----

Figures VI.8 : Schéma statique.	155
--	-----

Figures VI.9: les dimensions du panneau le plus sollicité.	155
---	-----

Figures VI.10: Schéma de ferrailage voile périphérique.	159
--	-----

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.1 : Les charges permanentes sur la terrasse.	16
Tableau II.2 : Les charges permanentes sur le plancher en corps creux.	17
Tableau II.3 : Les charges permanentes sur le plancher en dalle pleine.	18
Tableau II.4 : Composition de la dalle pleine.	18
Tableau II.5 : Composition de mur extérieur.	18
Tableau II.6 : Composition de mur intérieur.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.7 : Dégression des surcharges	22
Tableau II.8: La descente des charges permanentes (Poteau central).	24
Tableau II.9 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).....	25
Tableau II.10 : Choix des poteaux centra	26
Tableau II.11 : Choix des poteaux de rive	26
Tableau II.12: Choix des poteaux de rive	27

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Tableau III.1: Évaluation de charge permanente du palier de l'escalier	38
Tableau III.2 : Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier	38
Tableau III.3 : Combinaison des charges	39

Tableau III.4 : Moment max	40
Tableau III.5: Moment en travée et appui et Effort Tranchant	40
Tableau III.6 : Ferrailage d'escalier	40
Tableau III.7: Vérification a l'ELS	42
Tableau III.8 : Vérification de la fléch de l'escalier	43
Tableau III.9 : Charge permanente sur le Balcon e	44
Tableau III.10 : Charge concentrée sur sur le balcon	45
Tableau III.11 : Les combinaisons des charges	45
Tableau III.12 : Récapitulation moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon	46
Tableau III.13: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon	48
Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle pleine	50
Tableau III.15: Vérification des contraintes à l'ELS	53
Tableau. III.16 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	72
Tableau III.17 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	72
Tableau III.18 : Vérification de la la contrainte de béton	75
Tableau III.19: Vérification de la fléch des poutrelles	76

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité	87
Tableau IV.2 : Tableau de vérification des masses modales	90
Tableau IV.3 : Base réactions Mode 1	91
Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)	93
Tableau IV.5 : Tableau de vérification des masses modales	94
Tableau IV.6 : Base réactions	95
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage	96
Tableau IV.8 : Tableau de vérification des masses modales	98
Tableau IV.9 : Base réactions	98
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage	99
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit	100
Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit (Section corrigées en cm ²)	100
Tableau IV.13 : Vérifications de l'effet P- Δ Suivant x.	101
Tableau IV.14 : Vérifications de l'effet P- Δ Suivant Y.	102

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1 : Vérification de cisaillemen	104
Tableau IV.2 : Tableau de vérification des masses modales	90

Tableau IV.3 : Base réactions Mode 1	91
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux en situation durable (Mmax, Ncorr).	106
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax, Mcorr).	107
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmin, Mcorr)	107
Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax ,Ncorr).	108
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax, Mcorr).	108
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmin, Mcorr).	109
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax ,Ncorr).	109
Tableau V.11 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux	110
Tableau V.12 : Vérification des contrain	111
Tableau V.13 : Vérification des contrain	112
Tableau V.14 : Calcul de ferrailage transversal	114
Tableau V.15 : Sollicitations dans les poutres principales	118
Tableau V.16 : Sollicitations dans les poutres principales	118
Tableau V.17 : Sollicitations dans les poutres principales	118
Tableau V.18 : Sollicitations dans les poutres secondaires	118
Tableau V.19 : Sollicitations dans les poutres secondaires	118
Tableau V.20 : Sollicitations dans les poutres secondaires	119

Tableau V.21: Choix de ferrailage des poutres principales.	119
Tableau V.22 : Vérifications des Poutres principales à l'ELS	121
Tableau V.23 : Vérifications des Poutres secondaires à L'ELS	121
Tableau V.24: Vérifications au cisaillement	122
Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales.	123
Tableau V.26 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	125
Tableau V.27 : Les dimensions des voiles	128
Tableau V.28 : Vérification des voiles au cisaillement	131
Tableau V.29 : Calcul des armatures des voiles	135
Tableau V.30 : Résultat de ferrailage horizontal.	135
Tableau V.31 : Choix de ferrailage	136

CHAPITRES VI : Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes	139
Tableau VI.2 : Résultats de calcul de la la stabilité du radier	145
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radie à l'ELU.	146
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radie à l'ELS.	146
Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELU	148
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS	148

Tableau VI.7: Ferrailage des panneaux du radier.	149
Tableau VI.8: Vérification des contraint 150	150
Tableau VI.9 : Ferrailage des panneaux du radier.	150
Tableau VI.10: Vérification des contraintes après augmentation de la section d’acier ...	150
Tableau VI.11: Ferrailage des nervures.	151
Tableau VI.12: Vérification des contrain 152	152
Tableau VI.13 : Ferrailage transversal et l’espacement.	153
Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique.	157
Tableau VI.15: Vérification des Contraintes à l’ELS.	158

Liste des symboles :

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de Frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- PC : Pression de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_{moy} : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.

- T : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- F_i : Flèche due aux charges instantanées.
- F_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité.
- α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- h_w : Hauteur totale du voile.
- l_w : Longueur du mur en plan.
- δ_u : déplacement du voile au sommet.
- I_g : Moment d'inertie du voile
-

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs Multiples) :

- **m ; cm ; mm** : longueurs ; dimensions ; portées.
- **cm²** : Section d'acier.
- **kN (MN ; N)** : Charge ponctuelle.
- **kN/ml (MN/ml ; N/ml)** : Charge linéaire uniformément réparties.
- **kN/m² (MN/m² ; N/m²)** : Charge surfacique.
- **kN/m³ (MN/m³ ; N/m³)** : Charge volumique.
- **KN.m (MN.m ; N.m)** : Moment d'une force.
- **Mpa (kPa ; Pa)** : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale :

Ce modeste travail consiste une étude détaillée d'une structure en béton armée à usage multiple, composée d'un RDC +9 étages et un Sous-Sol contreventé par voiles et portiques. Il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques.

Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (CBA93 , RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique avec une analyse et le dimensionnement du bâtiment. On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment.

Ensuite, on fait un prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et la descente des charges.

Puis, on enchaîne avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel ETABS 2018.

Après, on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVERAGE ET
MATERIAUX UTILISES

I.1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+9+1SS) à usage d'habitation et commerce en forme irrégulière.

L'ouvrage est implanté à la Wilaya de Blida. Qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien **(RPA 99 version 2003)**.

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé. **(RPA ; BAEL et CBA)**.



Figure I.1 : façade du bâtiment

I.2. Présentation De L'ouvrage :

Le projet est constitué de :

Un sous-sol (parking).

RDC (usage commercial + habitation).

09 étages : du 01^{er} au 09^{ème} (usage habitation).

Une terrasse inaccessible. (Niveau 10).

I.3 Caractéristiques géométriques :

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants :

I.3.1 Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment.....	32,13 m.
Hauteur du sous-sol	2,80 m.
Hauteur du rez-de-chaussée	3,74 m.
Hauteur des étages courant.....	3,06 m.

I.3.2 Dimensions en plan :

Longueur totale en plan	41,37 m.
Largeur totale en plan	21,71 m.

I.4 Conception de La structure :

La stabilité du Bâtiment sera assurée par une structure résistante constituée de portiques contreventé par des voiles.

Donc selon (RPA 99 version 2003) le système de contreventement de bâtiment est un système de contreventement par des voiles et des portiques.

a/ Plancher :

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Dans notre projet (bâtiment), nous avons opté deux types de plancher :

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

b/ Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

- Escaliers avec palier de repos qui sont constituées de deux volées.

c/ Terrasse :

Notre structure comporte deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible

d/ Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur) séparée par lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

e/ Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

f/ Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La contrainte admissible du sol est de **2 bars (selon le rapport de sol)**.
- La catégorie de site S_3 : site meuble.

I.5 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**).

I.5.1 Béton :**a. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères :

1. Une résistance mécanique élevée.
 2. Un retrait minimum.
 3. Une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton ordinaire les dimensions des granulats sont comprises entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
 - **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton ordinaire est le ciment portland composé de classe 42,5 (CEMII/B).
 - **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
 - **Sable** : un mélange de sable 0/3 avec une quantité de sable fin par correction.

b. Résistance du béton :

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « **j** » jours.

- **b.1. Résistance à la compression :**

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section 200 cm^2 .

$$j \leq 28\text{jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28\text{jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28\text{jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression : $f_{c28} = 30\text{MPa}$

- **b.2. Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée par « f_{tj} », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, on trouve : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinal".

- **c.1 Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :**

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à j jours, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{Donc : } E_{ij} = 34179,55 \text{ MPa}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours. (MPa)

- **c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à j jours, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{Donc } E_{vj} = 11496,87 \text{ MPa}$$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

e. Poids volumique :

On adopte la valeur :

$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour le BA.

$\rho = 22 \text{ à } 23 \text{ kN/m}^3$ pour le béton.

f. Les contraintes limites de calcul :**- f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, dans ce cas la contrainte est définie par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 22,17 \text{ MPa}$

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si $t > 24\text{h}$ $\longrightarrow \theta = 1$

Si $1 \text{ h} < t < 24$ $\longrightarrow \theta = 0,9$

Si $t < 1 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 0,85$.

Avec : t = durée d'application de l'action considérée en heures.

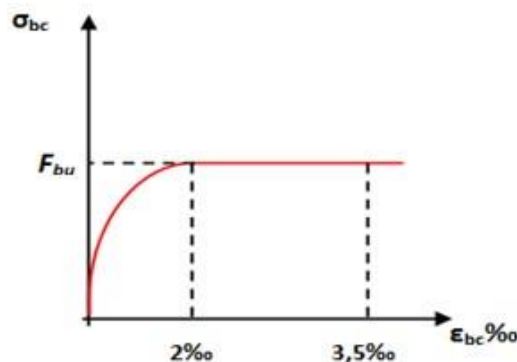


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à ELU

- f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$

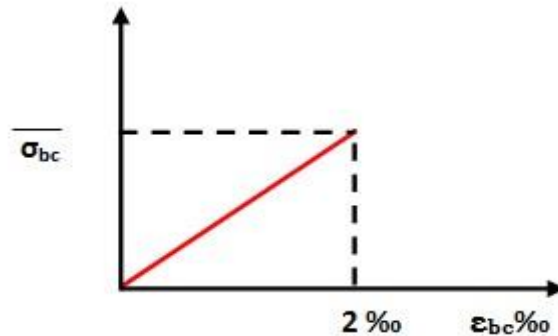


Figure 1.3 : Diagramme contrainte déformation du béton à ELS.

I.5.2 ACIERS :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un Matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$**

On distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone

I.5.2.2-Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Les ronds lisses (R.L.) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom

L'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235

- **$f_e = 215 \text{ MPa}$** (Contrainte à la limite élastique).
- **$f_u = 330$ à **490 MPa** (Contrainte à la limite de rupture).**
- **$f_e = 235 \text{ MPa}$.**
- **$f_u = 410$ à **490 MPa .****

- Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 500\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 435\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$.
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$.

Module d'élasticité : $E_s = 2 * 10^5\text{Mpa}$.

- Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- $TL(\phi > 6\text{ mm}), f_e = 500\text{Mpa}$.
- $TL5(\phi \leq 6\text{ mm}), f_e = 520\text{Mpa}$

I.5.2.3 Les contraintes limites de calcul :

a) à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

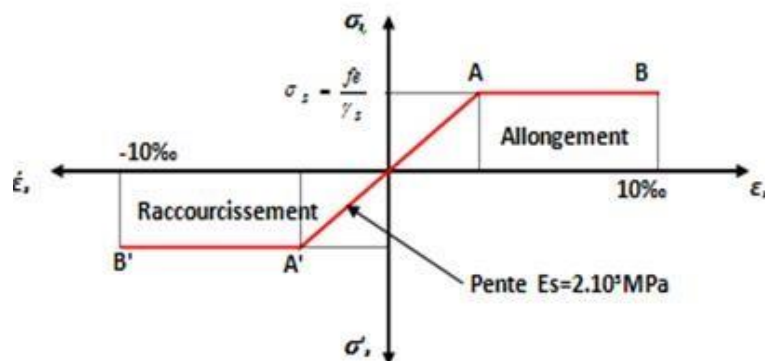


Figure 1.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier à ELU.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s ,

Lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

D'où : $s = \frac{\sigma s}{E s}$

Avec :

$$\sigma s = \frac{f e}{\gamma s}$$

f e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

γ s = 1 Situation accidentelle (choc et séisme).

γ s = 1, 15 Situation durable ou transitoire.

b) a l'état limite de service :

D'après **BAEL91 (Article A.4.5.3.2)**, on trouve que :

- Cas où la fissuration est peu nuisible : **σ s = f e**.
- Cas où la fissuration est préjudiciable

$$\sigma s = \min \left[\frac{2}{3} * f e ; 110 * \sqrt{\eta} * f_{tj} \right] . (\text{MPa})$$

Avec :

f : Résistance à la traction du béton à l'âge de **j** jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\sigma s = \min \left[\frac{1}{2} * f e ; 90 * \sqrt{\eta} * f_{tj} \right] . (\text{MPa})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec :

- **η =** : Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- **η = ,** : Pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.
- **η = ,** : Pour les hautes adhérences $\emptyset < 6 \text{ mm}$.

I.5.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

I.6 : Hypothèse de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa}$.

- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : feE500 H.A.
 - Transversales : on a choisi le : feE500 H.

I.7 Conclusion :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, Nous avons consacré ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier, ce qui facilitera nos calculs dans les suivants chapitres

CHAPITRE II :
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99V2003**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

II.2.1. Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

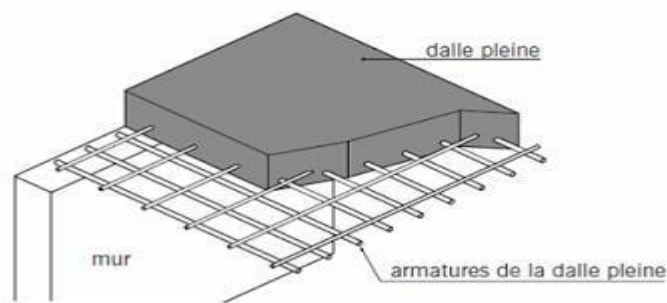


Figure II.1 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- Résistance au feu :

Le coupe-feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe – feu

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe – feu

$e = 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe – feu

Alors, on prend : **$e = 11 \text{ cm}$** .

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [1] :

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec :

e = Epaisseur de la dalle pleine,

L_x = La petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée L_x égale à :

$$L_x = 5,49 - 0,3 = 5,19\text{m}$$

$$10,38 \leq e \leq 12,98$$

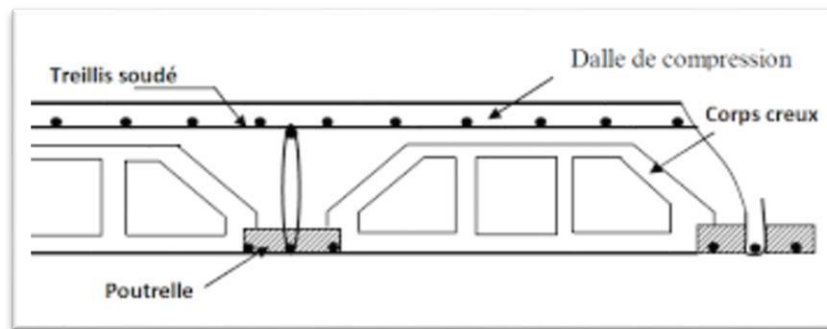
On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit : **$e = 15 \text{ cm}$** .

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on opte pour une épaisseur de 15cm.

II.2.2. Plancher en corps creux :**Figure II.2 : plancher à corp creux.**

Les plancher à corps creux sont constitués d'une succession de poutrelles parallèles, de corps creux et d'une dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la longueur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$Ht \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [1]$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée entre nu des appuis dans le sens des poutrelles.

Ht : Hauteur du plancher.

$$L=5,19 \text{ m} \longrightarrow Ht \geq \frac{519}{22,5} = 23,07\text{m}$$

On prend : $h = (20+5) \text{ cm}$

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

05 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité

II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

Il y a deux types de poutres :

Les poutres porteuse (principales) :

Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles relient les poteaux et supportent la dalle.

Les poutres non porteuses (secondaire) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas avoir des basculements.

Le pré dimensionnement des poutres se fait conformément aux règles CBA93, les vérifications des dimensions arrêtées se feront selon les exigences du RPA99 v 2003.

a. Selon les règles BAEL 91 : [1]

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L max : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux.
- h : la hauteur de la section.
- b : la largeur de la section.

b. Selon le RPA 99 (version 2003) pour la zone III : [2]

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

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

II.3.1. POUTRES PORTEUSES :**a. Selon les règles BAEL 91 :**

On a : $L_{\max} (\text{entre nus}) = 7 - 0.30 = 6.7\text{m}$

- $\frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10}$ D'où $44,67 \leq h \leq 67$ On prend : **$h=45\text{cm}$**
- $0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45$ d'où $13,5 \leq b \leq 31,5$ On prend : **$b=30\text{cm}$**

b. selon le RPA 99 (version 2003) pour la zone III :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b=30 \geq 20 \text{ cm}$
 - $h=45 \geq 30 \text{ cm}$
 - $h/b=1,5 < 4$
- } Les Trois Conditions sont vérifiées.

II.3.2. POUTRES NON PORTEUSES**a. Selon les règles BAEL 91 :**

On a : $L_{\max} (\text{entre nus}) = 5,49 - 0,30 = 5,19\text{m}$

- $\frac{519}{15} \leq h \leq \frac{519}{10}$ d'où $34,6 \leq h \leq 51,9$ On prend : **$h=35\text{cm}$**
- $0,3 \cdot 35 \leq b \leq 0,7 \cdot 35$ d'où $10,5 \leq b \leq 24,5$ On prend : **$b=30\text{cm}$**

b. Selon le RPA 99 (version 2003) pour la zone III :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b=30 \geq 20 \text{ cm}$
 - $h=35 \geq 30 \text{ cm}$
 - $h/b=1,16 < 4$
- } Les Trois Conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

→ Poutres principales : $(30 * 45) \text{ cm}^2$.

→ Poutres secondaires : $(30 * 35) \text{ cm}^2$.

II.4. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le DTR [3] qui

Influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

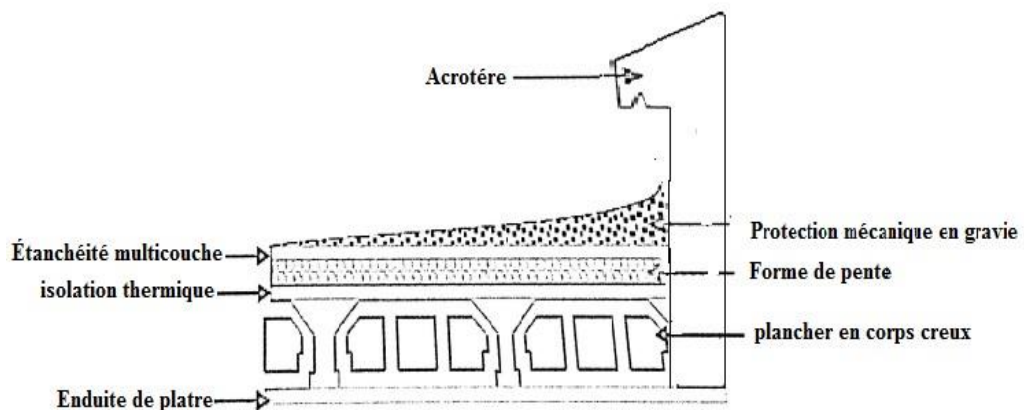
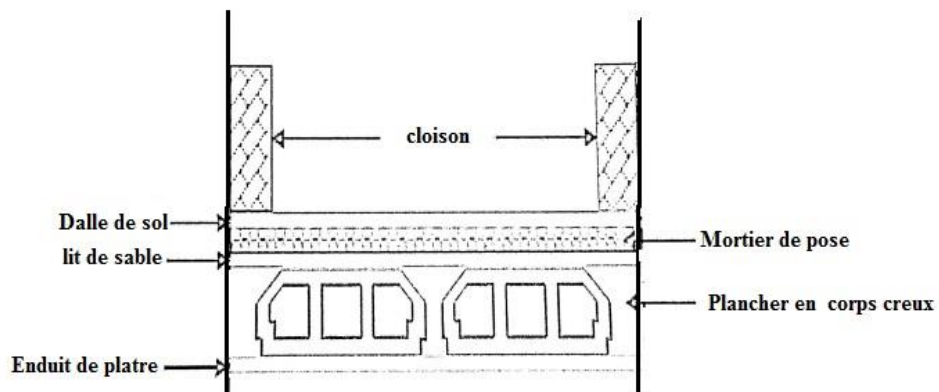
II.4.1 Charges permanentes :**A) Plancher Terrasse inaccessible (20+5) :**

Figure II.3 : Plancher Terrasse 1inaccessible.

Tableau II.1 : Les charges permanentes sur la terrasse.

Désignation de l'élément	$\rho \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$E_p \text{ (m)}$	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Protection en gravie	20	0.05	0.85
Étanchéité multicouche	/	0.05	0.12
Isolation thermique (liège)	4	0.04	2.2
Forme de pente	22	0.1	0.16
Plancher en corps creux	/	0.25	3,30
Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
Σ		$E_p \text{ (m)}$	$\Sigma G = 6.83$

B) Plancher de l'étage courant (Dalle en corps creux (20+5)) :**Figure II.4 :** Plancher étage courant en corps creux**Tableau II.2 :** Les charges permanentes sur le plancher en corps creux.

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	E_p (m)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	28	0.02	0.56
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux	/	0.25	3.3
Cloisons légères	/	/	1.3
Enduit au plâtre	10	0.02	0.20
Σ	/	/	6.1

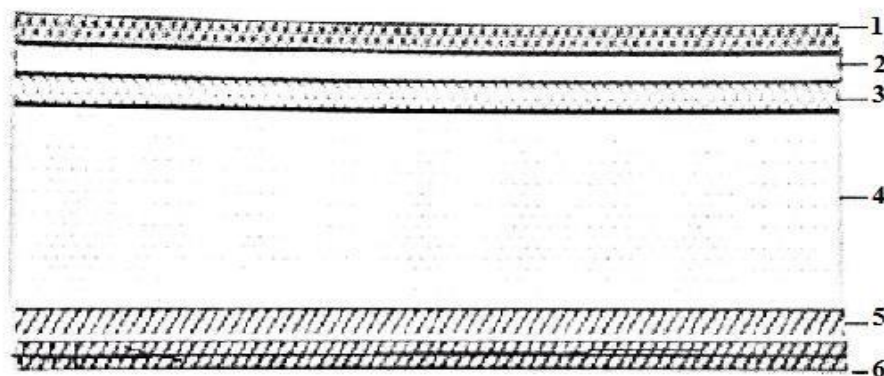
C) Dalle Pleine (e=15cm) :**Figure II.5 :** Plancher étage courant en corps creux.

Tableau II.3 : Les charges permanentes sur le plancher en dalle pleine.

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
1.dalle de sol	28	0.02	0.56
2.Mortier de pose	20	0.02	0.4
3.Lit de sable	18	0.03	0.54
4.Dalle pleine	25	0.15	3.75
5.Cloisons légères	/	/	1.3
6.Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
Σ	/	/	6,75

D) Dalle pleine (sous-sols) :**Tableau II.4 :** Composition de la dalle pleine.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Couche chape flatulent en asphalte	0,02	20	0,5
2. Lit de sable	0,03	18	0,54
3. Dalle pleine	0,15	25	3,75
4. Plafond Enduit en ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			5,05 KN/m ²

E) Mur extérieur (double cloisons)**Tableau II.5 :** Composition de mur extérieur.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. L'âme d'air	0,05	00	0,00
4. Briques creuses	0,15	09	1,35
5. Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
Σ			2,81 KN/ml

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante : -Calcul de la surface reprise par chaque poteau. - Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau. - La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau. -La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : [3]

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots (1)$$

Avec :

- N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;
- G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.
- Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = (\lambda)$)

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Pour } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

- λ : L'élancement pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.
- l_f : longueur de flambement ; • i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/B}$)
- I : Moment d'inertie de la section ($I = \frac{hb^3}{12}$)
- B : Surface de la section du béton.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa)
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).
- A_s : Section d'acier comprimée.

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-0,02) (b-0,02)] m²

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{Fc28}{0,9 \times \gamma b} + \frac{As \times f_e}{B \times \gamma s} \right)} = 0,053 Nu$$

- Selon le BAEL 91 [1] :

$$0,2\% \leq \frac{As}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{As}{B} = 1\%$$

Br ≥ 0,53Nu (Br en cm² et Nu en kN)

- Le minimum requis par « RPA99 version 2003 / Art 7.4.1 » : [2]
- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.
- Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

- ❖ $Min(a ; b) \geq 30cm$
- ❖ $Min(a ; b) > \frac{he}{20}$
- ❖ $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- he : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

- Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \dots\dots (2)$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).
- B : section de béton du poteau.
- A_s : section des armatures : ($A_s = 1\%B$)
- n : coefficient d'équivalence $n = E_s/E_b = 15$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} \leq 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

II.5.1 Evaluation de l'effort normal ultime :

a. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q.

Donnée par DTR.B.C.2.2 [4]

Avec : $Q_0 + (3+n)/2n (Q)$ Pour $n \geq 5$ [4]

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (Terrasse inaccessible).
- Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- Q : plancher étages courants (usage habitation) : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Q : plancher du rez de chaussée : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ (RDC).
- Q : plancher du sous-sol : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (sous-sol)

Tableau II.7 : Dégression des surcharges

Niveau	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
9	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	01,00
8	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	02,50
7	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	03,85
6	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	05,05
5	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	06,10
4	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	07,00
3	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	07,75
2	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + \dots + Q_7)$	08,5
1	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,688 (Q_1 + \dots + Q_8)$	09,26
RDC	Q_9	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,667 (Q_1 + \dots + Q_9)$	12,34
Sous-Sol	Q_{10}	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	13,675

b. Descente de charges :

Le but du calcul de la descente des charges est de trouver pour chaque élément porteur au niveau de chaque plancher les charges correspondantes. Cette descente de charges sera réalisée dans tous les cas c'est à dire pour un poteau central, un poteau de rive ou un poteau d'angle.

1. Poteau central :

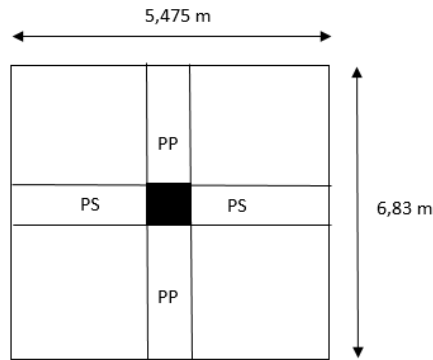


Figure II.6 : Surface reprise par le poteau central.

a) Surface d'influence :

$$S_Q = (6,83 \times 5,475) = 37,39 \text{ m}^2$$

$$S_G = (6,83 - 0,3) \times (5,475 - 0,3) = 33,8 \text{ m}^2$$

- Niveau Terrasse : $S = 33,8 \text{ m}^2$

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 33,8 \times 6,83 = 230,85 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutre porteuse} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 6,58 = 22,2 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutre non porteuse} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 5,175 = 13,58 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids du poteau minimum} \dots\dots\dots 25 \times 3,06 \times (0,3)^2 = 6,885 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{Terrasse}} = 273,35 \text{ KN.}$$

- Niveau étage courant (du 9^{ème} jusqu'au 1^{er} étage) : $S = 33,8 \text{ m}^2$

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 33,8 \times 6,1 = 206,18 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutre porteuse} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 6,58 = 22,2 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutre non porteuse} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 5,175 = 13,58 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids du poteau} \dots\dots\dots 25 \times 3,06 \times (0,3)^2 = 6,885 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{Etages courants}} = 248,68 \text{ KN}$$

- Niveau RDC : $S = 33,8 \text{ m}^2$

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 33,8 \times 6,75 = 228,15 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutre porteuse} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 6,58 = 22,2 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutre non porteuse} \dots\dots\dots 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 5,175 = 13,58 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids du poteau} \dots\dots\dots 25 \times 3,74 \times (0,3)^2 = 8,415 \text{ KN.}$$

$$G_{RDC} = 272,34 \text{ KN}$$

- Niveau plancher sous-sol : $S = 33,8 \text{ m}^2$

Plancher..... $33,8 \times 5,05 = 170,7 \text{ KN}$.

Poutre porteuse $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 6,58 = 22,2 \text{ KN}$.

Poutre non porteuse..... $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 5,175 = 13,58 \text{ KN}$.

Poids du poteau $25 \times 2,8 \times (0,3)^2 = 6,3 \text{ KN}$.

$$G_{\text{sous-sol}} = 212,78 \text{ KN}$$

- Charges permanentes (G) :

Tableau II.8: La descente des charges permanentes (Poteau central).

Niveau	Charge permanent de chaque Niveau	G cumulé(kN)
9	273,35	273,35
8	248,68	522,03
7	248,68	770,71
6	248,68	1019,4
5	248,68	1268,07
4	248,68	1516,75
3	248,68	1765,43
2	248,68	2014,11
1	248,68	2262,8
RDC	272,34	2535,14
Sous-sol	212,78	2747,92

- Charges d'exploitation (Q) :

Tableau II.9 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Niveau	Surface(m ²)	Surcharge	Q (kN)
9	37,38	01,00	37,38
8	37,38	2,5	93,45
7	37,38	3,85	143,913
6	37,38	5,05	188,77
5	37,38	6,10	228.1
4	37,38	7,00	261,66
3	37,38	7,75	289,69
2	37,38	8,5	317,73
1	37,38	9,26	346,13
RDC	37,38	12,34	461,27
Sous-sol	37,38	13,675	511,17

Exemple de calcul :

Calcul du poteau de la terrasse :

Pour la terrasse on a : $\begin{cases} NG = 273,35 \text{ KN} \\ NQ = 37,38 \text{ KN} \end{cases}$

$$Nu = 1,35 NG + 1,5 NQ = 376,5 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,053Nu \Rightarrow Br \geq 199,5 \text{ Cm}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

$$\text{On a : } a = b \Rightarrow Br = (a - 0,02)^2$$

$$a = \sqrt{Br + 0,02} = 14,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la section à l'ELS :**

$$N_{ser} = NG + NQ = 310,73 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,5 B} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} ; B(a \times b)$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{310,73}{1,5 \cdot (0,3^2)} \leq 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 2,301 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$

Les résultats et le choix des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Choix des poteaux centra

Niveau	G (kN)	Q (kN)	Nu(kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Choix	Nser (kn)	σ_{ser} (MPa)	obs
9	273,35	37,38	376,5	199,5	14,10	30*30	310,73	2,301	C.V
8	522,03	93,45	844,92	447,8	21,14	30*30	615,5	4,6	C.V
7	770,71	143,9	1256,7	484,74	24,02	35*35	914,61	4,97	C.V
6	1019,4	188,77	1659,35	879,45	29,65	35*35	1208,17	6,58	C.V
5	1268,07	228,1	2053,92	1088,57	33,0	35*35	1496,17	6,23	C.V
4	1516,75	261,66	2440,1	1293,253	35,96	40*40	1779,41	7,42	C.V
3	1765,43	289,69	2817,87	1493,48	39,92	40*40	2055,12	8,56	C.V
2	2014,11	317,73	3195,7	1693,72	41,15	45*45	2331,84	7,68	C.V
1	2262,8	346,13	3573,97	1894,20	43,50	45*45	2608,93	8,6	C.V
RDC	2535,14	461,27	4114,34	2180,60	46,71	50*50	2996,41	7,93	C.V
Sous-Sol	2747,92	511,17	4476,48	2367,9	48,68	50*50	3259,3	8,72	C.V

B. Poteau De Rive :

Les sections des poteaux de rive ont été calculées de la même manière et le tableau suivant résume les résultats :

Tableau II.11 : Choix des poteaux de rive

Niveau	G (kn)	Q (kn)	Nu(kn)	Nser(kn)	Br (cm ²)	a=b(cm)	choix
9	139.5	17.9	215.175	157.4	114.042	12.68	30*30
8	267.94	44.75	428.844	312	227.29	17.08	30*30
7	396.38	68.915	638.49	465.295	338.45	20.39	30*30
6	524.82	90.395	844.1	615.215	447.37	23.15	30*30
5	653.26	109.19	1045.69	762.45	554.22	25.54	30*30
4	781.7	125.3	1243.245	907	658.919	27.67	30*30
3	910.14	138.725	1436.78	1048.865	761.49	29.65	30*30
2	1038.5	152.15	1630.2	1190.65	864.01	31.39	35*35
1	1167.02	165.754	1824.11	1332.774	966.78	33.09	35*35
RDC	1306.83	220.87	2224.66	1527.7	1103.59	36.34	40*40
Sous-Sol	1418.78	244.78	2282.52	1663.56	1214.1	36.78	40*40

C. Poteau d'angle :

Les sections des poteaux de rive ont été calculées de la même manière et le tableau suivant résume les résultats :

Tableau II.12: Choix des poteaux de rive

Niveau	G (kn)	Q (kn)	Nu(kn)	Nser(kn)	Br (cm ²)	a=b(cm)	Choix
9	89.14	9.555	134.67	98.7	71.375	10.45	30*30
8	172.6	23.89	268.845	196.49	142.49	13.94	30*30
7	256.06	36.79	400.866	292.85	212.46	16.58	30*30
6	339.52	48.25	530.727	387.77	281.29	18.77	30*30
5	422.98	58.29	658.46	421.27	348.98	20.68	30*30
4	506.44	66.89	784.3	573.33	415.68	22.4	30*30
3	589.9	74.05	907.44	663.95	480.94	23.93	30*30
2	673.36	81.22	1030.866	754.58	546.36	25.37	30*30
1	756.82	88.48	1154.427	845.3	611.85	26.73	30*30
RDC	846.86	117.9	1320.11	964.76	699.66	28.45	30*30
Sous-Sol	921.573	130.66	1440.11	1052.233	763.26	29.63	30*30

Conclusion :

Dans la suite des calculs on adopte les dimensions des poteaux centraux en forme carré suivant le **RPA 99** pour les autres types de poteaux.

II.6 Prédimensionnement des voiles :**II.6.1. Introduction :**

Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA 99 versions 2003. [2]

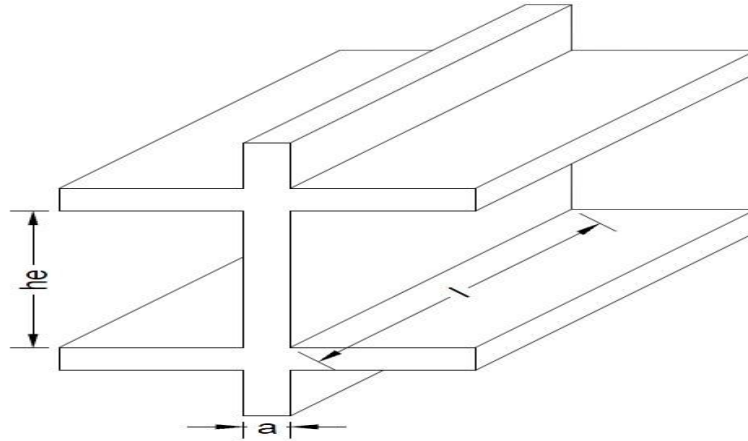


Figure II.7: Schéma de voile.

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

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** [2] les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition :

$$L \geq 4a \quad \text{avec } a \geq \frac{he}{20}$$

Avec

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$).

he : hauteur libre d'étage.

Pour le RDC :

$$he = 374 - 45 = 329 \text{ cm} \longrightarrow a = \frac{329}{20} = 16,45 \text{ cm}$$

On considère donc des voiles avec une épaisseur de 20 cm Pour tous les niveaux.

CHAPITRE III :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRE

III.1 Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la Géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** »

III.2 Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural de sécurité, entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

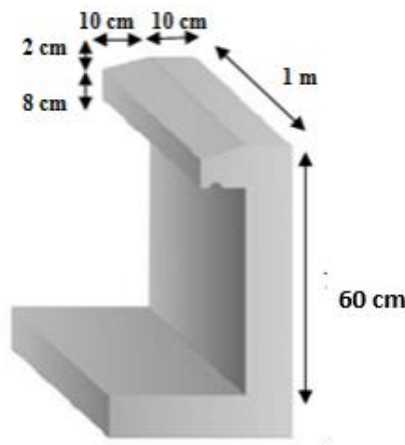


Figure. III.1 : Dimensions de l'acrotère

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Hauteur $H = 60$ cm.
- Largeur $b = 100$ cm.
- Epaisseur $e = 10$ cm.

III.2.1 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Surface de l'acrotère : $S = [(0.1 \times 0.60) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02/2)] = 0,069 \text{ m}^2$

Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0,069 = 1.725 \text{ KN/ml}$

Donc : $G = 1,725 \text{ KN/ml}$

b. Charge d'exploitation :

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

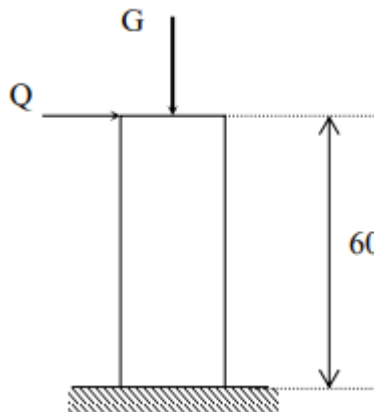


Figure. III.2 : Sollicitation de l'acrotère

C. L'action des forces horizontales (Fp) :

D'après **RPA99version2003** [2] les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A.C_p. W_p \quad (6-3)$$

Avec :

FP : la force sismique.

A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0,25$) (Zone III, groupe 2). **Tableau (4.1)**

Cp : facteur de la force horizontale. ($C_p = 0,8$) élément consol **Tableau (6.1)**

WP : Poids propre de l'acrotère. ($WP = 1,725 \text{ KN/ml}$)

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,725 = 1,38 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_h = \max (1,5Q; F_p)$$

$$\begin{cases} 1,5 Q_u = 1,5 \text{ KN} \\ F_p = 1,38 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$Q_h = 1,50 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1m de largeur : **G = 1,725 KN/ml** et **Qh = 1,50 KN/ml.**

III.2.2 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ **ELU :**

$$N_u = 1,35G \rightarrow N_u = 1,35 \times 1,725 \rightarrow N_u = 2,33 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q_h \times h \rightarrow M_u = 1,5 \times 1,50 \times 0,6 \rightarrow M_u = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_u \rightarrow T_u = 1,5 \times 1,50 \rightarrow T_u = 2,25 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 1,725 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_h \times h \rightarrow M_{ser} = 1,5 \times 0,6 \rightarrow M_{ser} = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_h \rightarrow T_{ser} = 1,50 \text{ KN}$$

III.2.3 Ferrailage de l'acrotère :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; F_{bc} = 17 \text{ MPa} ; d' = 0,9h = 9 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm (fissuration très préjudiciable);}$$

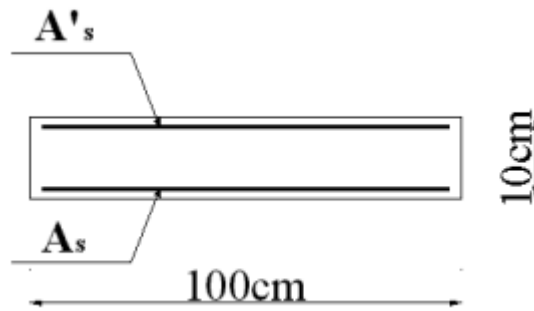


Figure. III.3 : Coupe horizontale d'un acrotère.

• Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{2,33} = 57,94 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \implies \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f »:

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,098$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,13$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,53 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s f = f(M_f)$$

$$A_s f = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 36,38 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 31,03 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 0,31 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.4 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$.

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2 ; 0,99 \text{ cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : On opte finalement pour **4T6 = 1,13 cm²**.

Avec un espacement $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0,28 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T6 = 1,13 cm²** avec un espacement $St = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

III.2.5 VÉRIFICATION À L'E.L. S :

La fissuration est comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion

Composée à l'ELS).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 52,17 \text{ cm}$$

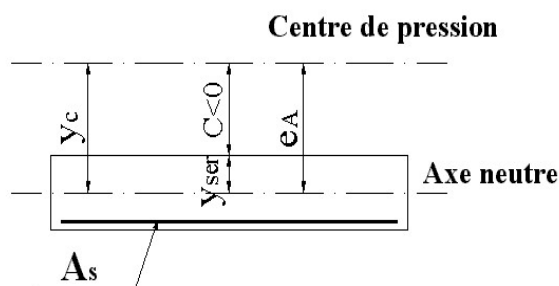


Figure III.4 : Distance de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \implies$ Section partiellement comprimée

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 56,5 \text{ cm} \implies C = -47,5 \text{ cm} (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivante :

$$yc^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n=15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c-c') \frac{As}{b} + 6n(d-c) \frac{As}{b} = -6667,9 \\ \text{Et} \\ q = -2c^3 - 6n(c-c')^2 \frac{As}{b} - 6n(d-c)^2 \frac{As}{b} = 204239,8 \end{array} \right.$$

Donc l'équation de 3^{ème} degré devient : $yc^3 - 6667,9yc + 204239,8 = 0$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,2 \times 10^9$$

$$\varphi = \arccos \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] \implies \varphi = 0,23^\circ \text{ radians}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 53,5 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 53,5 \text{ cm}$; $y_{ser} = y_c - C = 6 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = 6 \text{ cm} \\ y_c = 53,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.2.6 Vérification des contraintes :

• Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [As(d - y_{ser})^2 + As'(y_{ser} - c')^2] = 7352,55 \text{ cm}^4 ; (n=15)$$

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \left(\frac{1,725 \times 10^3 \times 53,5 \times 10}{7352,55 \times 10^4} \right) \times 60 = 0,74 < 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \right) = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta=1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 5,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.2.7 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \text{min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{2,25 \times 10^3}{90 \times 1000} = 0,025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

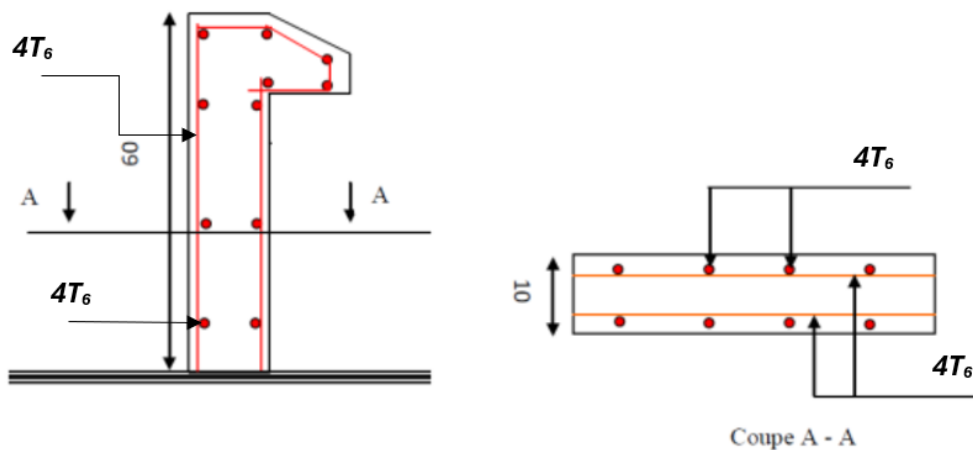
III.1.3 Schéma de ferrailage :

Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère

III.3 Étude des escaliers :**III.3.1 Introduction :**

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

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

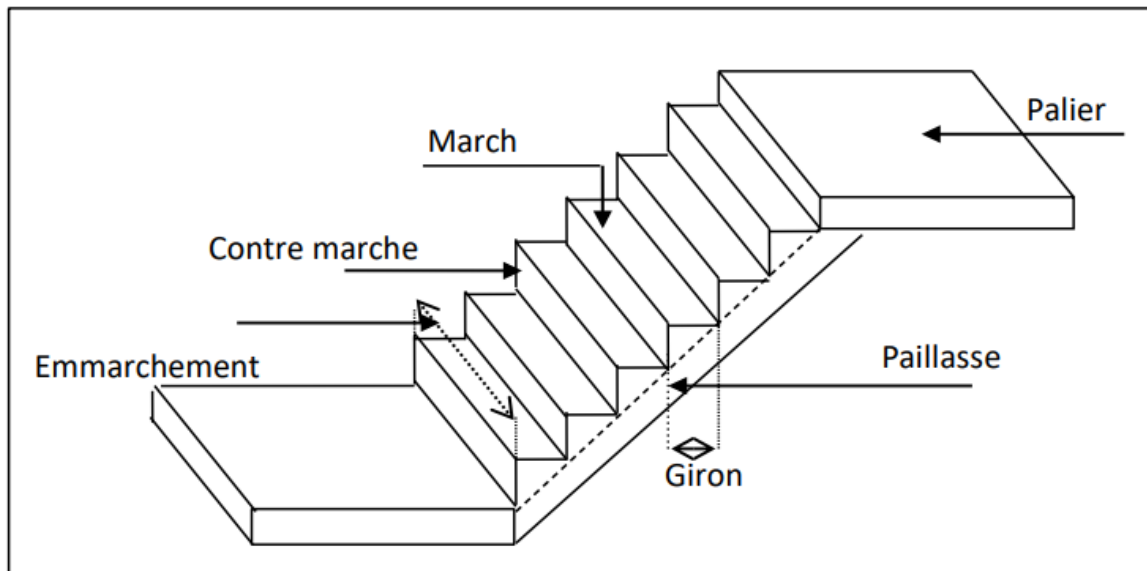


Figure III.6: Éléments d'un escalier.

III.3.2 Prédimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables selon leur destination. L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « BLONDEL »:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm (*)}$$

Calcul du nombre de contre marche :

Pour une réalisation idéale et conforme on doit avoir $2h+g= 64$

On obtient, le nombre de marche et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g = 64 \dots\dots\dots 1$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots 2$$

$$(n-1)g = L \dots\dots\dots 3$$

Avec

n : le nombre de contre marche

$(n-1)$: le nombre de marche

En remplaçant (2) et 3 dans 1 on obtient :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$H = 153 \text{ cm} ; L = 228 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 228)n + 2 \times 228 = 0$$

$$64n^2 - 598n + 456 = 0$$

Solution :

- $n_1 = 0,54$ refusée.

- $n_2 = 8,8$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche..... $n = 9$

- le nombre des marches $n-1 = 8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{228}{8} = 28,5$$

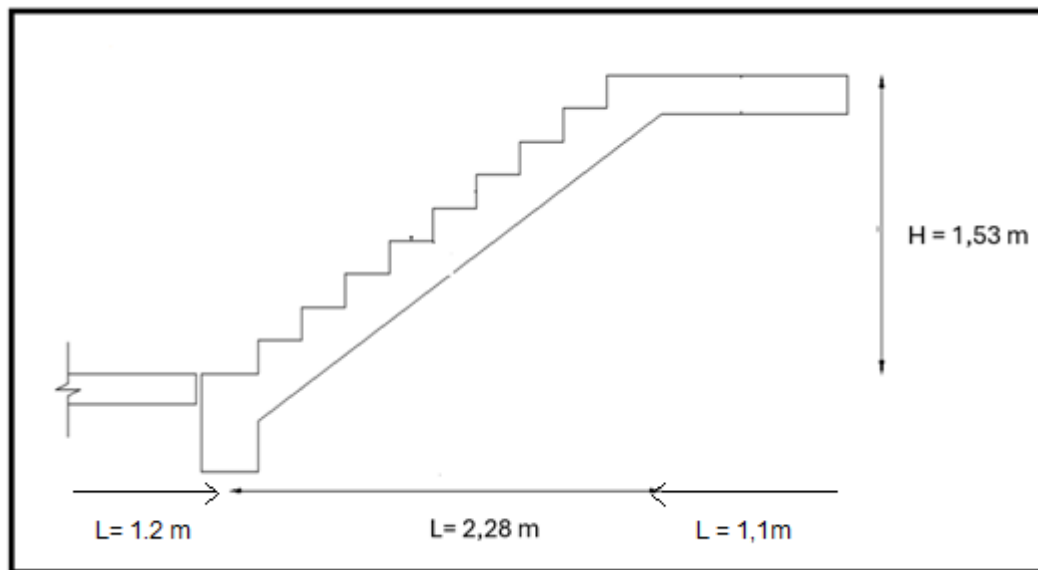


Figure III.7: Les dimensions de l'escalier

VERIFICATION DE L'EQUATION DE « BLONDEL » :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 2h + g = 62,5 \text{ cm}$$

$$16 \leq h \leq 18 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$22 \leq g \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow g = 28,5 \text{ cm}$$

DETERMINATION DE L'EPAISSEUR DE LA PAILLASSE :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \sqrt{1.53^2 + 2.21^2} + 1.1 + 1.2 = 5.05m$$

$$\text{Donc : } 16,83cm \leq e \leq 25,25cm$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

III.3.3 La Palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente du palier de l'escalier :

Tableau III.1: Évaluation de charge permanente du palier de l'escalier .

Désignations	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage grés céramique	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle en béton arme	0,2	25	5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G			6.7

La charge permanente du palier $G = 6.7 \text{KN/m}^2$

III.3.4 La paillasse :

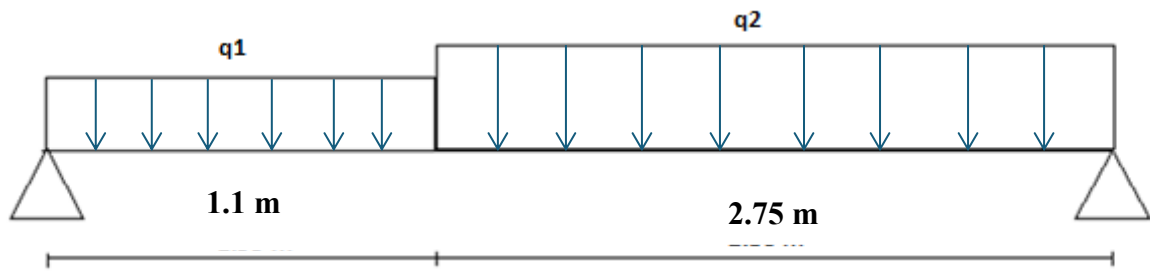
Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de la paillasse de l'escalier :

Tableau III.2 : Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

Désignations	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage grés céramique *2	0,02	22	0,44
Mortier de pose *2	0,02	20	0,40
Garde de corps	/	/	1
Marche	0,17/2	25	2.125
Paillasse	$0.2/\cos \alpha$	25	6.03
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G			10.36

La charge permanente de paillasse $G = 10.36 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation de tout l'escalier $Q = 2.50 \text{KN/m}^2$

3.3.4- Schéma statique**Figure III.8:** schéma statique de l'escalier**La longueur inclinée de la volée :**

$$L_v = \frac{2,28}{\cos 33,9} = 2,75 \text{ m}$$

III.3.5 Détermination des efforts :À l'E.L.U : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$ À l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q$ **Tableau III.3 :** Combinaison des charges

	G(KN/m)	Q(KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	6,7	2,5	12,8	9,2
Paillasse	10,36	2,5	17,74	12,86

Calcul de moment :

$$\Sigma M/A = (12.8 \times 1.1) (1.1/2) + (17.74 \times 2.75) (2.75/2 + 1.1) - 3.85 R_b = 0$$

$$R_b = 37.03 \text{ KN}$$

$$R_a = 25.835 \text{ KN}$$

Tronçon AB :

$$M(x) = 25.835x - 6.4x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.1) = 20.67 \text{ KN.m}$$

Tronçon BC :

$$M(x) = 25.835(1.1+x) - 12.8(1.1)(x+1.1/2) - 8.87 x^2$$

$$M(x) = -8.87x^2 + 13.28x + 20.67$$

$$M'(x) = -17.74x + 13.28 = 0$$

$$X = 0.75$$

$$M_{\max}(0.75) = 35.65 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 25.65 \text{ KN.m}$$

$$T_0 = -37.03 \text{ KN}$$

Récapitulation :

$$M_t = 0.85M_0$$

$$M_a = 0.50M_0$$

Tableau III.4 : Moment max

	ELU
X (m)	M(x) (KN.ml)
0	0
0,85	31,55

Tableau III.5: Moment en travée et appui et Effort Tranchant

	T(KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
ELU	-37,03	25,65 × 0.85 = 21,8	25,65 × 0.5 = 12,83
ELS	-24,18	17,71 × 0.85 = 15,05	17,71 × 0.5 = 8,85

III.3.6 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm } d = 0,9 h = 18 \text{ cm. } f_{c28} = 30 \text{ MPa}; f_{bc} = 17 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,40 \text{ MPa};$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15; \sigma_s = 435 \text{ MPa}; \gamma_b = 1,5$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_u = 25,65 \times 0.85 = 21,8 \text{ kNm}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0,50M_u = 25,65 \times 0.5 = 12,83 \text{ kNm}$$

Tableau III.6 : Ferrailage d'escalier

	Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (mm)	A _{scal} (cm ²)	Choi x	A _{adp} (cm ²)	esp (cm)
Appui	12,83	0,023	Oui	0	0.03	177.84	1,7	4T10	3,14	25
Travée	21,8	0,04	Oui	0	0.051	176.32	2,85	4T12	4,52	25

• **Espacement :**

$$\text{En travée : } \text{esp} \leq 100/4 = 25$$

$$\text{On prend : } \text{esp} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui : } \text{esp} \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \text{esp} = 25 \text{ cm}$$

• **Armateur de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

En travée :

$$1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec St = 25cm

En appui :

$$0,785 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de 4T6 = 1,13 cm² avec St = 25cm

• **Vérification:**

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,99 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,99 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

➤ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = T_{\max} / b d = (37,03 \times 1000) / (1000 \times 180) = 0,206 \text{ MPa} < \tau_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$

Condition Vérifiée

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau_u = T_{\max} / b d = 0,206 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **VERIFICATION A L'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A' s (y - c') - n A S (d - y) = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A s y - 15 A s d = 0 \rightarrow y = 4,3$$

Moment d'inertie "I" :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2] n$$

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A_s'=0$

Tableau III.7: Vérification a l'ELS

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	15,05	4,52	4,3	15375,62	4,21	18	Vérifiée
Appui	8,85	3,14	3,67	11319,63	2,87	18	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{338} = 0,05 > 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq 0,0084 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \rightarrow 0,05 > 0,17 \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$L = 3,38 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$\begin{cases} I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \\ I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment D'inertie fictive}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \end{cases} \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 34179,55 \text{ MPa}$; $E_v = 11496,76 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	f (cm ²)	Observation
15,05	4,52	65156,13	63146,67	0,772	1,37	0,598	0,676	Vérifiée

III.3.7 Schéma de Ferrailage :

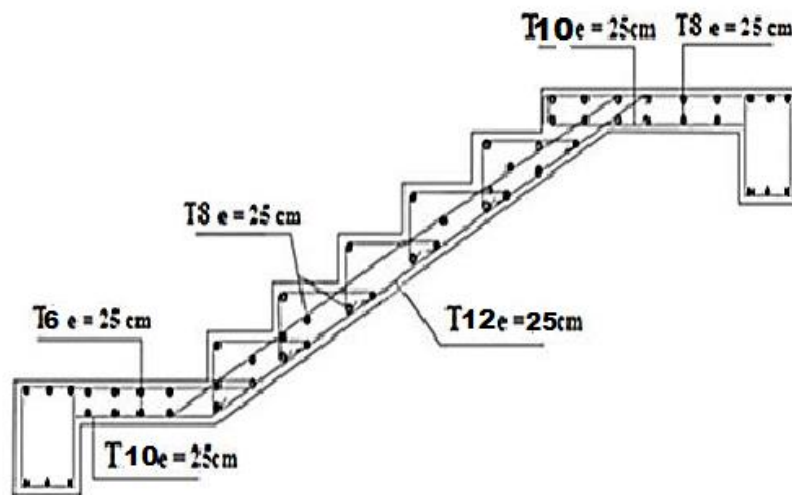
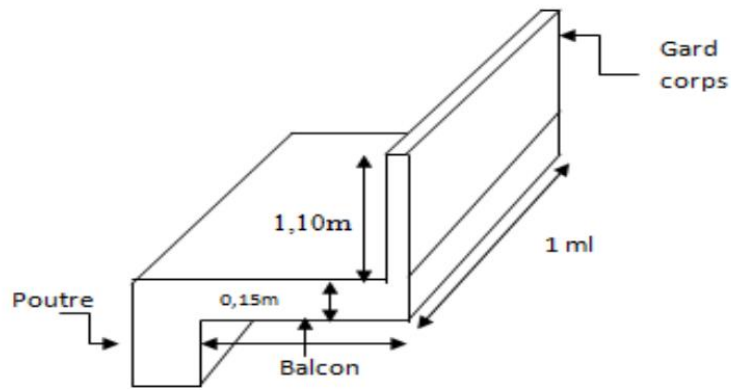


Figure III.9 : ferrailage de l'escalier

III.4 Étude de la dalle du Balcon :

III.4.1 Introduction :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumises à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur. Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

**Figure III.10 : Schéma Statique du balcon**

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

III.4.2 prédimensionnements :

On a : $L_x=8,64\text{m}$; $L_y=1.71\text{m}$

3.5.2.1. Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

• Charge permanente:

Tableau III.9 : Charge permanente sur le Balcon

N°	Composants de plancher corps creux	$E_p(\text{m})$	$\rho(\text{kn/m}^3)$	$G (\text{Kn/m}^2)$
1	Dalle de sol	0,02	28	0,56
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de Sable	0,02	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge total				5,61 KN/m^2

Pour une bande de 1m : $G \times 1\text{m} = 5,61 \times 1 = 5,61 \text{ KN/m}$

• Charge d'exploitation :

$Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m

• Charge concentrée :

Tableau III.10 : Charge concentrée sur le balcon

N°	Désignation de l'élément	Ep(m)	$\rho(\text{kn/m}^3)$	G (Kn/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,56
2	Maçonnerie	0,1	9	0,40
3	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge total				1,62 KN/m²

Pour une bande de 1m, **F = 1,62 kN/m**

• Moment due à la main courante:

$$M_{mc} = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn.m}$$

III.4.3 Combinaisons des charges :

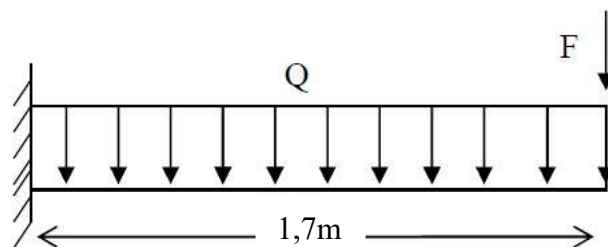
Tableau III.11 : Les combinaisons des charge

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,82	9,11
F(kN)	2,19	1,62
M _{mc} (kNm)	1,5	1

III.4.4 Moments fléchissant et efforts tranchants :

On prend ce type de balcon et on calcul les moments fléchissant qui se fait par le calcul RDM,

On calcul pour une bande de 1ml.



FigureIII.11 : Les efforts sur le Balcon

Travée : $0 \leq x \leq 1,70 \text{ m}$

$$M_u(x) = -F_x - q_u \frac{x^2}{2} = -2,19x - 12,82 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,7) = -22,26 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = F + q_u x = 2,19 + 12,82 x$$

$$T(0) = 2,19 \text{ KN}$$

$$T(1,7) = 23,98 \text{ KN}$$

• **ELS** : ($P_s = 1,87 \text{ KN/ml}$) ; ($q_s = 9,63 \text{ KN/ml}$)

Travée : $0 \leq x \leq 1,70 \text{ m}$

$$M_u(x) = -F_x - q_u \frac{x^2}{2} = -1,62x - 9,11 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,7) = -15,92 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = F + q_u x = 1,62 + 9,11 x$$

$$T(0) = 1,62 \text{ KN}$$

$$T(1,7) = 17,11 \text{ KN}$$

Tableau III.12 : Récapitulation moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon

X (m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2,19	0	1,62
1,7	-22,26	23,98	-15,92	17,11

III.4.5 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les Sections des armatures longitudinales.

III.4.5.1 Calcul des armatures longitudinales :

Les données : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $d = 13,5 \text{ cm}$, $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 17} = 0,072 < \mu_R = 0,372 \text{ Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) = 0,093$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,093) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{22,26 \times 10^{-3}}{0.13 \times 434,78} = 3,94 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

a) **Armatures longitudinales :**

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{min} \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA99 v2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 7T12 de section $A_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

b) **Les armatures de répartition :**

$$A_{repa} = A_{ado} / 4 = 7,92 / 4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{repa} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A_{sc}(x-d') - \eta A_{st}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} + \left(1 + \sqrt{\frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1\right) = 15 \frac{7,92}{100} + \left(1 + \sqrt{\frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 7,92}{15 \times 7,92^2}} - 1\right)$$

$$X = 4,6$$

$$I = \frac{bx^3}{2} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,046^3}{2} + 15 \times 7,92 (13,5 - 4,6)^2$$

$$I = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M S \times X}{I} = \frac{15,92 \times 10^{-3} \times 0,046}{1,26 \times 10^{-4}} = 5,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{nMS \times (d-X)}{I} = \frac{15 \times 15,92 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,046)}{1,26 \times 10^{-4}} = 170,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 144,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.5.2 Vérification au cisaillement :

$$T_u = 23,98 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,178 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.5.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,7} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,088 > 0,063 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0059 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III.13: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{st} choisi	A _{st} calculé	A _{st} choisi
3,94	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

III.4.6 : Schéma de ferrailage :

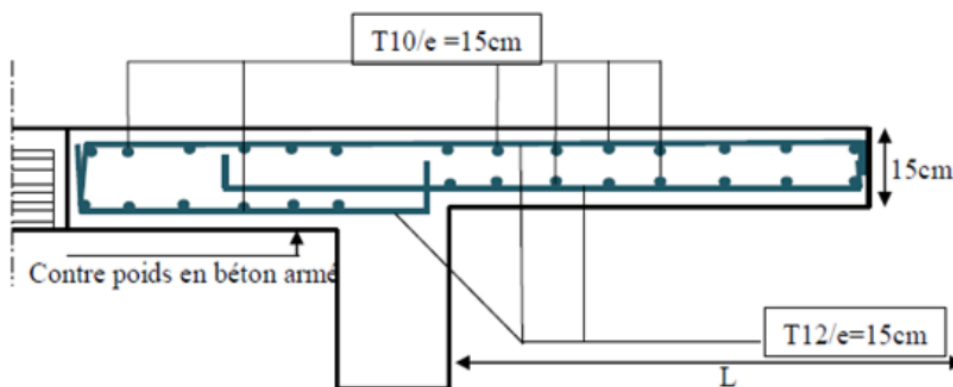


Figure III.12 : Schéma de Ferrailage

III.5 Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Type "I" : sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

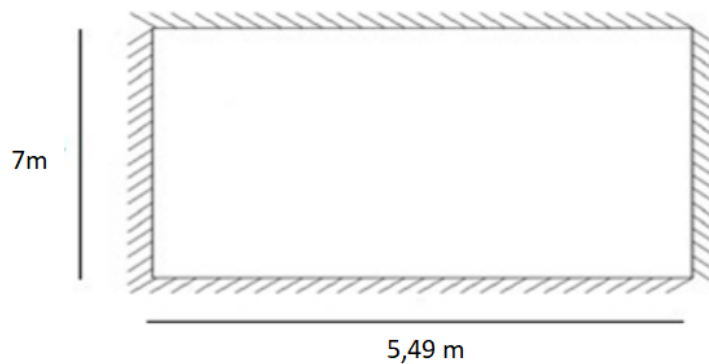


Figure III.13 : Schéma de la dalle pleine

III.5.1 Évaluation des charges :

▪ Charge permanente : $G=6,75 \text{ kN/m}^2$

▪ Charge d'exploitation : $Q=5 \text{ kN/m}^2$

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 16,61 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 11,75 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,49}{7} = 0,78 > 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens

III.4.2. CALCUL DES MOMENTS :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot q_u$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonctions v .

v : Coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "[1]

$$\rho = 0,78 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 29,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot q_u = 9,33 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 24,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 7,93 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 14,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_x = 8,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 4,67 \text{ Kn.m}$$

III.5.3. Ferraillage de la dalle :

$b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$;
 $\sigma_s = 434,78\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Ferraillage de la dalle pleine

	Sens	Mu (KN.m)	μ	$A_{s'}$ (cm^2)	α	Z(cm)	A_{cal_s} (cm^2)	Choix	$A_{s,dps}$ (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	24,85	0,08	0	0,1	13,45	4,24	4T12	4,52	25
	y-y	7,93	0,02	0	0,02	13,39	1,36	3T8	1,51	35
Appuis	x-x	14,62	0,05	0	0,06	13,17	3,21	4T12	4,52	25
	y-y	4,67	0,01	0	0,01	13,45	0,79	3T8	1,51	25

➤ **Espacement :****Travée :**

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{sens x-x : } e = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{sens y-y : } e = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } 12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq A_s^{\min}$$

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b x h = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 b x h = 1,2 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8 \\ \rho = 0,78 \end{cases}$$

Travée :

$$\text{Sens x-x : } A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,33\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

III.5.4 Calcule des armatures des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} < \tau_u = 0,05 f_c = 1,5\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,61 \times 5,49 \times 7}{2 \times 5,49 + 7} = 35,50 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{qu.Lx}{3} = \frac{16,61 \times 5,49}{3} = 30,39 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 35,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35,50 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,26 \text{ MPa} < \tau_u = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

III.5.5 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0,78 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 20,68 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11,58 \text{ kN.m}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 17,58 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 9,84 \text{ kNm}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 10,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{bx} = 0,3 M_x = 6,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 5,8 \text{ kN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} . Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.15: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KNm)	As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	17,58	4,52	4,28	8377	8,98	18	Vérifiée
	y-y	9,94	1,51	3,09	3438	8,52	18	
Appuis	x-x	10,34	3,14	3,57	6160,93	5,18	18	Vérifiée
	y-y	5,8	1,51	3,09	3438	5,21	18	

III.5.6 Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{25} \text{ a } \frac{1}{35} \rightarrow \frac{17}{338} = 0,029 > 0,027 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13,5} 0,0033 \leq 0,004 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{20 M_a} \rightarrow 0,029 > 0,023 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

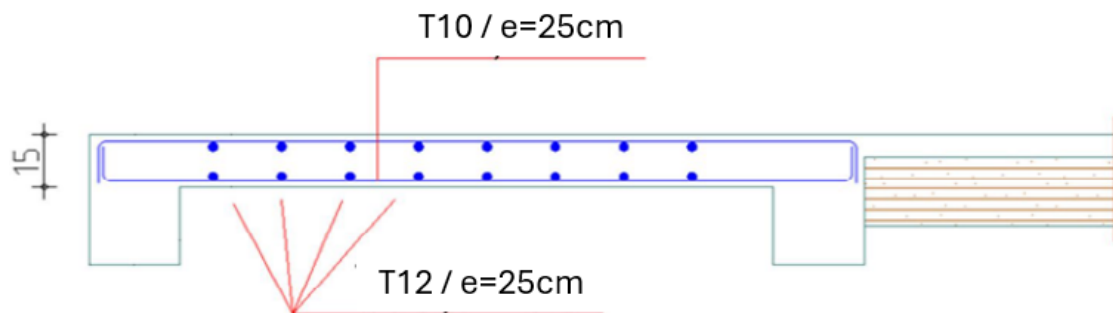
III.5.7 Schéma de ferrailage :

Figure III.14 : Ferrailage dalle pleine

III.6. Étude des planchers :**III.6.1 Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, qui ont un rôle très important dans la Structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.6.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'élément de Remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 25 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

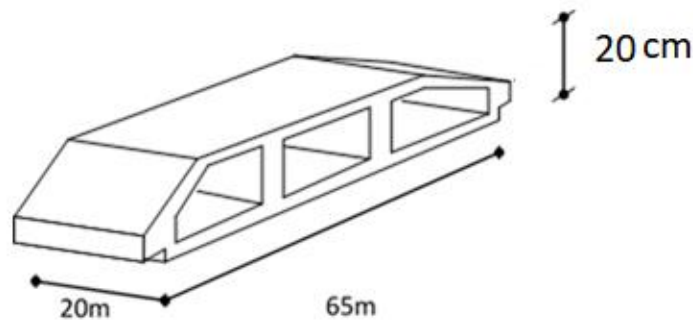


Figure III.15 : Corp creux

III.6.2.1. Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

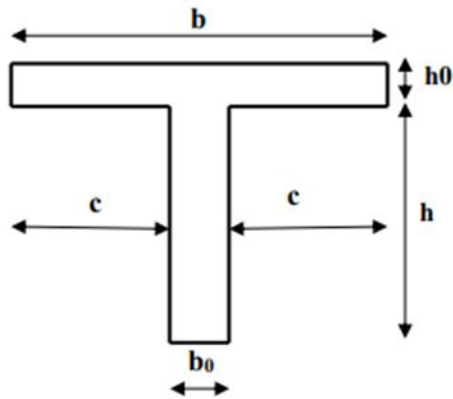


Figure III.16: Schéma de poutrelle

III.6.2.1.1. Dimension de la poutrelle :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{2} \right)$$

$$b = 2*b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4 ; 0,6)*h = (9,6; 14,4) \text{ cm.}$$

Soit : **$b_0 = 12\text{cm}$** .

$$c = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{max}}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2.\min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{max}}{10} \right) + b_0$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelle

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaire

Tel que :

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

$$L_y = 549 - 30 = 519 \text{ cm}$$

$$L_x = 53 \text{ cm}$$

$$c = \min \left(\frac{53}{2}, \frac{670}{10} \right) = 26,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \quad \text{soit } (b=65 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} ht = 25 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

a-Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement

les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas :

($L_{\max} = 5,49 \text{ m}$) et distancées par la largeur d'un corps creux (entrevous). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Pour notre bâtiment on a deux (02) types de poutrelle :

- Poutrelle à 04 travées.
- Poutrelle à 03 travées.

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- Moment sur appuis :

- $M = 0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M = 0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

c. Les Différents types des poutrelles :

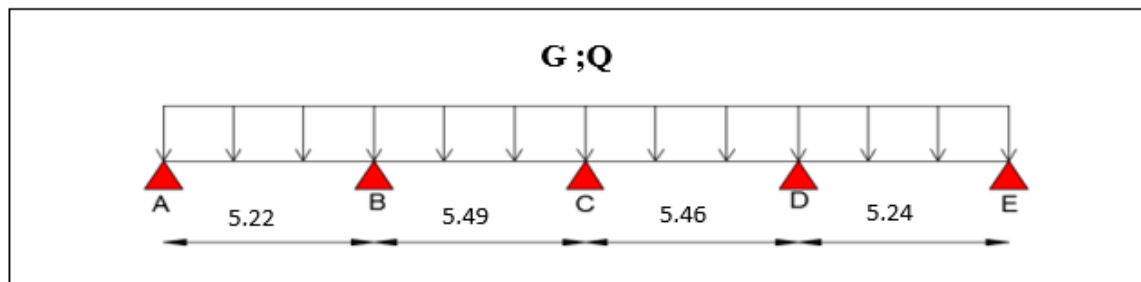


Figure III.17 : Type (04) travées

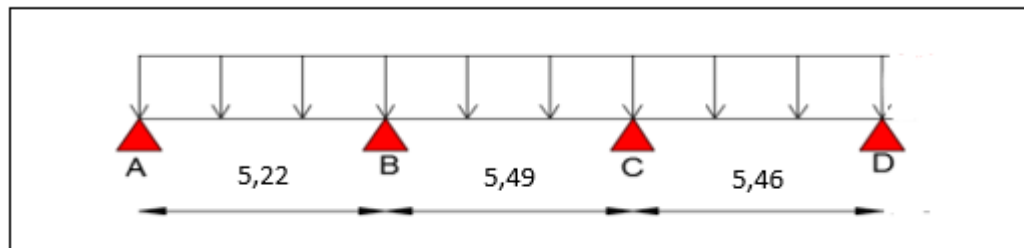


Figure III.18 : Type (03) travées

d. Calcul Des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- └ Avant le coulage de la dalle de compression.
- └ Après le coulage de la table de compression

d.1. 1 ère étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le corps creux.
- ✓ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

d.1.1. Évaluation des charges et surcharges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier. Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso-statiquement.

(On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de poutrelle :0,12 x 0,05x 25=0,150 kN/ml
- Poids propre du corps creux :..... 0,65x0, 25 x 14= 2,275 kN/ml

$$G = 2,425 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$ $Q = 0,65 \text{ kN/ml}$

d.1.2. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 4,248 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 3,075 \text{ kN/ml}$$

d.1.3. Calcul des moments : $L = 5,49 \text{ m}$ (la plus grande travée)

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,248 \times 5,49^2}{8} = 16 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,075 \times 5,49^2}{8} = 11,58 \text{ Kn.m}$$

d.1.4. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 16 \text{ kN.m ; } b = 12 \text{ cm ; } d = 0,9h_0 ; \sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}} = \frac{16 \times 106}{100 \times 45^2 \times 17} = 4,64 > 0,392 \rightarrow A_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

d.2. 2ème étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

❖ Plancher terrasse :

$$\text{Charge permanente : } G = 6,83 \times 0,65 = 4,43 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

❖ Plancher courant :

$$\text{Charge permanente : } G = 6,1 \times 0,65 = 3,96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

d.2.2. Combinaison des charges :*Plancher terrasse :*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,08 \text{ KN/ml}$$

Plancher courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,80 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4,93 \text{ KN/ml}$$

Conclusion : le plancher terrasse est le plus sollicité**d.2.3. Calcul des efforts internes :****d.2.3.1. La méthode forfaitaire :***Hypothèse d'application de la méthode :*

- 1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX} \{2G, 5\text{KN/m}^2\}$
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

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

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1,25 .$$

- 4- La fissuration est peu préjudiciable.

Dans ce cas on utilise la méthode forfaitaire.

Principe de la méthode :

Les moments en travées et sur appuis représentent une fraction du moment isostatique de la même travée.

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Qb}{G + Qb}$$

Les valeurs de M_t, M_w, M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\text{a) } M_t \geq \left[\begin{array}{c} 1,05 M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{array} \right] - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$b) \quad M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$c) \quad M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

Pour les appuis :

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment Isostatique).

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite

Respectivement dans la travée considérée.

- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à Plus de deux travées

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_w : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

Effort tranchant Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$1) \quad Q = 0,65 \text{ KN/ml} ; 2G = 2 \times 4,43 = 8,86 \text{ KN/ml}$$

$$0,65 \text{ KN/ml} \leq (8,42 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) \quad (\text{vérifiée})$$

2) L'inertie est constante pour toutes les travées. (**Vérifiée**)

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

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{5,49}{5,22} \leq 1,25 . \rightarrow 0,8 < 1,05 < 1,25 \quad (\text{CV})$$

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{5,46}{5,49} \leq 1,25 . \rightarrow 0,8 < 0,99 < 1,25 \quad (\text{CV})$$

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{5,24}{5,46} \leq 1,25 . \rightarrow 0,8 < 0,95 < 1,25 \quad (\text{CV})$$

4) La fissuration est peu nuisible (**vérifiée**)

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

b. Calcul des moments et l'effort tranchant :

$$\alpha = \frac{0,65}{4,43+0,65} = 0,127$$

b.1.Type 1 : poutrelle a quatre travées :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,08 \text{ KN/ml}$$

ELU :

- $M_{0AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,95 \times 5,22^2}{8} = 23,67 \text{ KN.m}$
- $M_{0BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,95 \times 5,49^2}{8} = 26,18 \text{ KN.m}$
- $M_{0CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,95 \times 5,46^2}{8} = 25,9 \text{ KN.m}$
- $M_{0DE} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,95 \times 5,24^2}{8} = 23,85 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

$$M_A = 0$$

$$M_E = 0$$

$$M_B = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0AB} \\ M_{0BC} \end{array} \right\} = 13,09 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0CD} \\ M_{0DE} \end{array} \right\} = 12,95 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0BC} \\ M_{0CD} \end{array} \right\} = 10,74 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Travée AB :

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 23,67 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 23,67 \end{array} \right\} - \frac{13,09}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18,30 \text{ KN.m} \\ 18,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 14,65 \text{ KN.m}$$

$M_{tAB} = 18,30 \text{ KN.m}$
--

Travée BC :

$$M_{tBC} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 26,18 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 26,18 \end{array} \right\} - \frac{13,09+10,47}{2}$$

$$M_{tBC} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 15,70 \text{ KN.m} \\ 15,40 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 13,59 \text{ KN.m}$$

$M_{tBC} = 15,70 \text{ KN.m}$
--

Travée CD :

$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 25,9 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 25,9 \end{array} \right\} - \frac{10,47+12,95}{2}$$

$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 15,48 \text{ KN.m} \\ 15,17 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 13,44 \text{ KN.m}$$

$M_{tCD} = 15,48 \text{ KN.m}$
--

Travée DE :

$$M_{tDE} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 1,05 \times 23,85 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 23,85 \end{array} \right\} - \frac{12,95}{2}$$

$$M_{tDE} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 18,56 \text{ KN.m} \\ 18,24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 14,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 18,56 \text{ KN.m}$$

ELS :

- $M_{0AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,08 \times 5,22^2}{8} = 17,30 \text{ KN.m}$
- $M_{0BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,08 \times 5,49^2}{8} = 19,14 \text{ KN.m}$
- $M_{0CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,08 \times 5,46^2}{8} = 18,93 \text{ KN.m}$
- $M_{0DE} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,08 \times 5,24^2}{8} = 17,43 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} M_{0AB} \\ M_{0BC} \end{array} \right\} = 9,57 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} M_{0CD} \\ M_{0DE} \end{array} \right\} = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} M_{0BC} \\ M_{0CD} \end{array} \right\} = 7,65 \text{ KN.m}$$

En travée :Travée AB :

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 1,05 M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 17,30 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 17,30 \end{array} \right\} - \frac{9,57}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 13,38 \text{ KN.m} \\ 13,17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 10,70 \text{ KN.m}$$

$M_{tAB} = 13,38 \text{ KN.m}$
--

Travée BC :

$$M_{tBC} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 19,14 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 19,14 \end{array} \right\} - \frac{9,57+7,65}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 11,48 \text{ KN.m} \\ 11,24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 9,93 \text{ KN.m}$$

$M_{tBC} = 11,48 \text{ KN.m}$
--

Travée CD :

$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 18,93 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 18,93 \end{array} \right\} - \frac{7,65+9,47}{2}$$

$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 11,31 \text{ KN.m} \\ 11,09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 9,82 \text{ KN.m}$$

$M_{tCD} = 11,31 \text{ KN.m}$
--

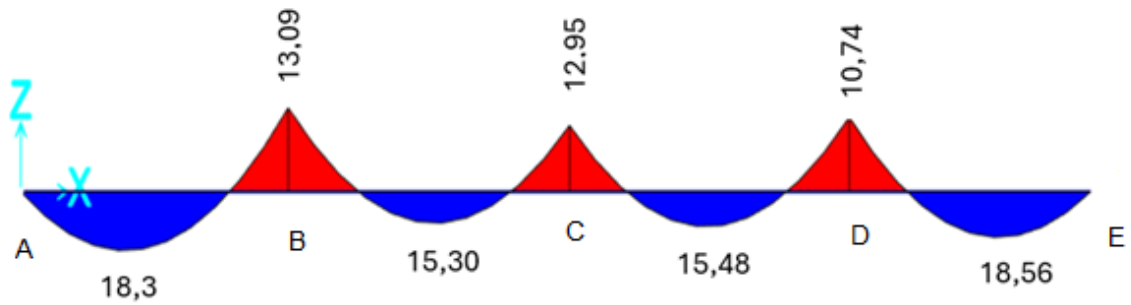
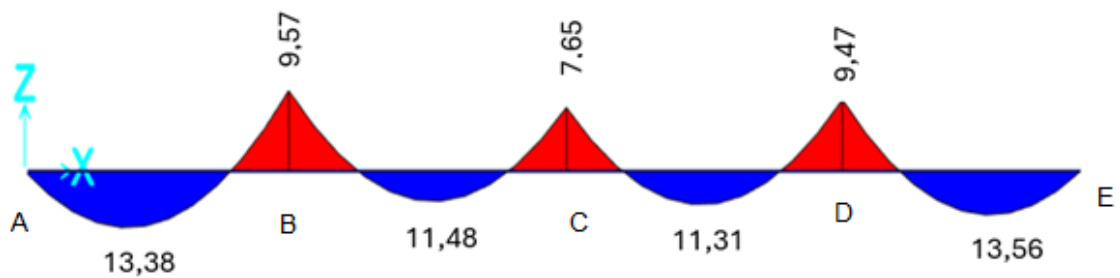
Travée DE :

$$M_{tDE} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 17,43 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 17,43 \end{array} \right\} - \frac{9,47}{2}$$

$$M_{tDE} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 13,56 \text{ KN.m} \\ 13,35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 10,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 13,56 \text{ KN.m}$$

b.1.1. Diagrammes des moments :ELU :ELS :**Effort tranchant :**Travée AB :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \left(\frac{MB-MA}{l} \right)$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \left(\frac{MC-MA}{l} \right)$$

$$T_w = \frac{6,95 \times 5,22}{2} + \left(\frac{13,09}{5,22} \right) = 20,64 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6,95 \times 5,22}{2} + \left(\frac{13,09}{5,22} \right) = -15,63$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{6,95 \times 5,49}{2} + \left(\frac{10,74 - 13,09}{5,49} \right) = 18,64 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6,95 \times 5,49}{2} + \left(\frac{10,74 - 13,09}{5,49} \right) = -19,50$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{6,95 \times 5,46}{2} + \left(\frac{12,95 - 10,74}{5,46} \right) = 20,07 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6,95 \times 5,46}{2} + \left(\frac{12,95 - 10,74}{5,46} \right) = -17,86 \text{ KN}$$

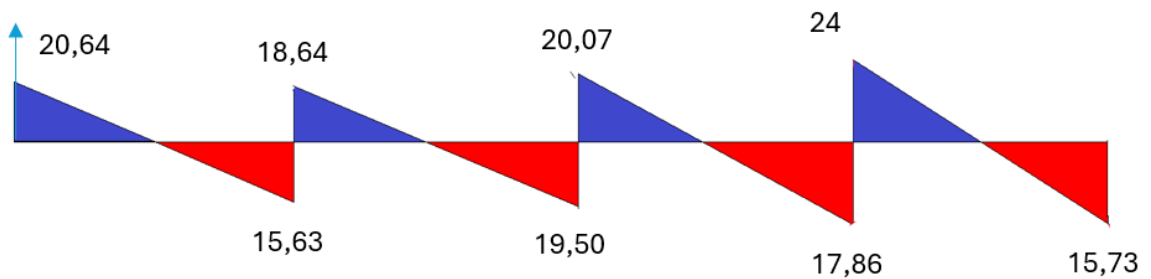
Travée DE :

$$T_D = \frac{6,95 \times 5,24}{2} + \left(\frac{12,95}{5,24} \right) = 24 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{6,95 \times 5,24}{2} + \left(\frac{12,95}{5,24} \right) = -19,77 \text{ KN}$$

b.1.2. Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



b.2.Type 2 : poutrelle a Trois travées :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,08 \text{ KN/ml}$$

ELU :

- $M_{0AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,95 \times 5,22^2}{8} = 23,67 \text{ KN.m}$
- $M_{0BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,95 \times 5,49^2}{8} = 26,18 \text{ KN.m}$
- $M_{0CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,95 \times 5,46^2}{8} = 25,9 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

$$M_A = 0$$

$$M_D = 0$$

$$M_B = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} M_{0AB} \\ M_{0BC} \end{array} \right\} = 13,09 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} M_{0BC} \\ M_{0CD} \end{array} \right\} = 13,09 \text{ KN.m}$$

En travée :**Travée AB :**

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 1,05 M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 1,05 \times 23,67 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 23,67 \end{array} \right\} - \frac{13,09}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 18,30 \text{ KN.m} \\ 18,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 14,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 18,30 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{tBC} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 1,05 \times 26,18 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 26,18 \end{array} \right\} - \frac{13,09+13,09}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 27,49 \text{ KN.m} \\ 27,18 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 13,59 \text{ KN.m}$$

$M_{tBC} = 27,18 \text{ KN.m}$

Travée CD :

$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 25,9 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 25,9 \end{array} \right\} - \frac{13,09}{2}$$

$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 20,65 \text{ KN.m} \\ 20,34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 16,03 \text{ KN.m}$$

$M_{tCD} = 20,65 \text{ KN.m}$

ELS :

- $M_{0AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,08 \times 5,22^2}{8} = 17,30 \text{ KN.m}$
- $M_{0BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,08 \times 5,49^2}{8} = 19,14 \text{ KN.m}$
- $M_{0CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,08 \times 5,46^2}{8} = 18,93 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

$$M_A = 0$$

$$M_D = 0$$

$$M_B = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0AB} \\ M_{0BC} \end{array} \right\} = 9,57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0BC} \\ M_{0CD} \end{array} \right\} = 9,57 \text{ KN.m}$$

En travée :

Travée AB :

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 17,30 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 17,30 \end{array} \right\} - \frac{9,57}{2}$$

$$M_{tAB} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 13,38 \text{ KN.m} \\ 13,18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 10,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 13,38 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{tBC} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 19,14 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 19,14 \end{array} \right\} - \frac{9,57+9,57}{2}$$

$$M_{tBC} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 20,09 \text{ KN.m} \\ 19,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 9,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 20,09 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 18,93 \\ (1+0,3 \times 0,127) \times 18,93 \end{array} \right\} - \frac{9,57}{2}$$

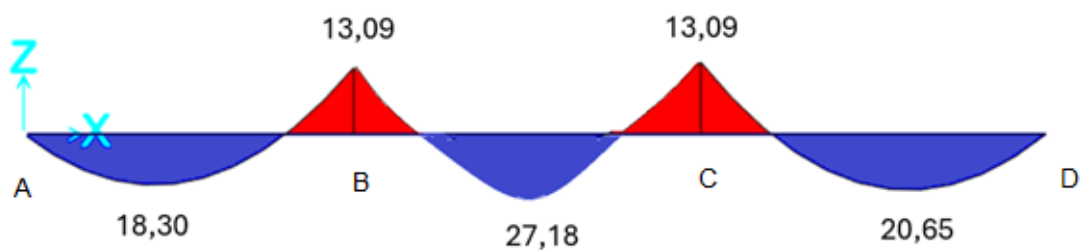
$$M_{tCD} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 15,09 \text{ KN.m} \\ 14,87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

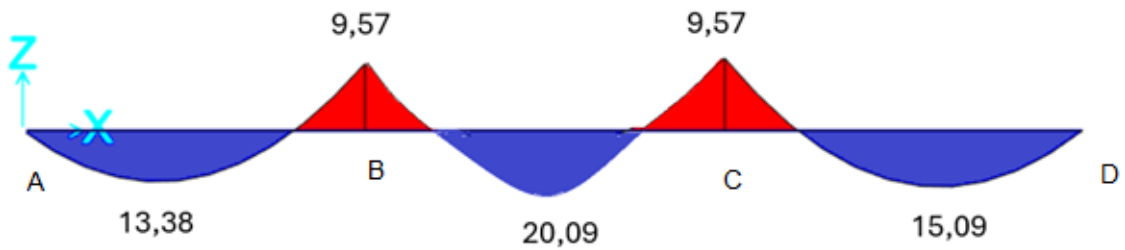
$$M_{tCD} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 9,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 15,09 \text{ KN.m}$$

b.1.1. Diagrammes des moments :

ELU :



ELS :**Effort Tranchant :****Travée AB :**

$$T_A = \frac{6,95 \times 5,22}{2} + \left(\frac{9,57}{5,22} \right) = 20 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{6,95 \times 5,22}{2} + \left(\frac{9,57}{5,22} \right) = -16,30 \text{ KN}$$

Travée BC :

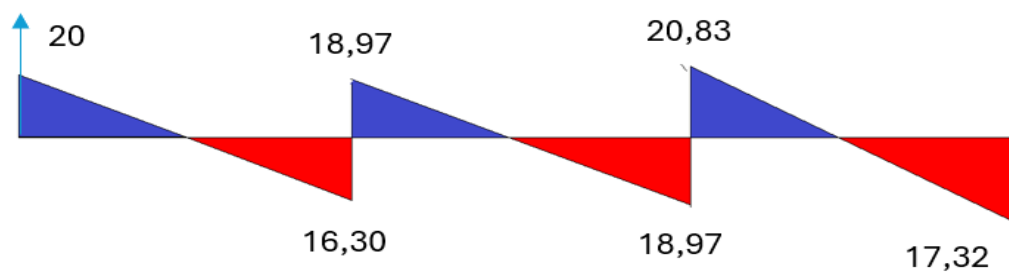
$$T_B = \frac{6,95 \times 5,49}{2} = 18,97 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{6,95 \times 5,49}{2} = -18,97 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{6,95 \times 5,46}{2} + \left(\frac{9,57}{5,46} \right) = 20,83 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{6,95 \times 5,46}{2} + \left(\frac{9,57}{5,46} \right) = -17,32 \text{ KN}$$

b.2.2 Diagrammes d'Effort tranchant :**ELU :**

CONCLUSION :**ELU :**

$M_{tmax} = 27,18 \text{ KN.m}$ (poutrelle type de 03 través)

$M_{a \text{ max}} = 13,09 \text{ KN.m}$ (poutrelle type de 03 través)

$Tu \text{ max} = 20 \text{ KN}$ (appuis intermédiaire)

$Tu \text{ max} = 18,97 \text{ KN}$ (appuis de rive)

ELS :

$M_{t \text{ max}} = 17.35 \text{ KN.m}$

$M_{a \text{ max}} = 8.33 \text{ KN.m}$

III.6.3 Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

- Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

C.1 Ferrailage en travée :

$h=25 \text{ cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22,5 \text{ cm}$; $F_{bc}=18\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

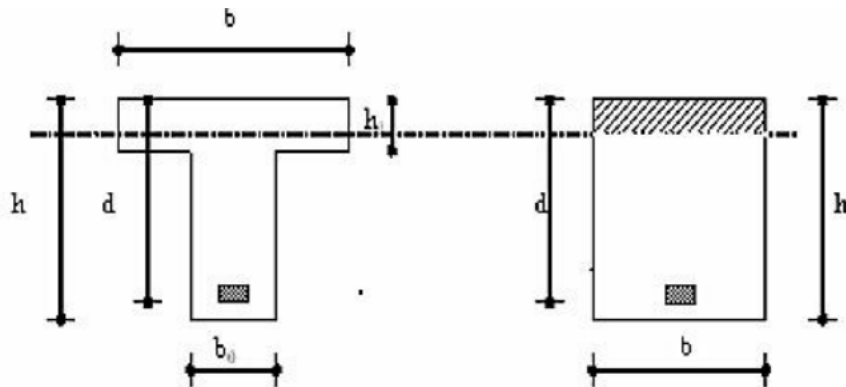
On a : $M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 117 \text{ KN.m}$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors :

l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «b».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.



D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau. III.16 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$As'(cm^2)$	α	$Z(cmm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
27,18	0,058	Oui	0	0,277	200,07	435	3,12

➤ **Condition de non fragilité :**

$$As^{\min} \geq 0.23bd \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,12 \text{ cm}^2$$

$$As = \text{Max} (3,12 \text{ cm}^2 ; 0,12 \text{ cm}^2) = 3,12 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($As = 3,39 \text{ cm}^2$)

C.2 Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au} = 13,09 \text{ kNm} < M_{tab} = 117 \text{ kNm} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$As'(cm^2)$	α	$Z(cmm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
13,09	0,022	Oui	0	0,277	200,07	435	1,50

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (1,50 \text{ cm}^2 ; \text{cm}^2) = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 2T12 (} A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Vérifications :➤ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u \text{ max} = 19,30 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $\tau u \leq \bar{\tau} u$ Tel que :

Tel que :

$$\bar{\tau} u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{F_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{19,30 \times 10^3}{120 \times 225} = 0,72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :1. Appuis de rives :

a.1. Vérification de la compression du béton :

$$T_u = 19,30 \text{ (Appui de rive)}$$

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma b}$$

$$\frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{20 \times 10^3}{0,9 \times 225 \times 120} = 0,8 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b.1 Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u \times \gamma b}{f_e} = \frac{19,30 \times 10 \times 1,5}{500} = 0,579 \text{ cm}^2$$

2. Appuis intermédiaires :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{18,97 \times 10^3}{0,9 \times 225 \times 120} = 0,78 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 1,05 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à l'E.L. S :Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} b y^2 + 30(A_s + A_s') y - 30(d A_s + c' A_s') = 0 \\ I = b^3 y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A_s' (y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0) h_0 + 30(A_s - A_s')] y - [(b - b_0) h_0^2 + 30(d A_s + c' A_s')] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 (y - \frac{h_0}{2})^2 + 15[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.18 : Vérification de la la contrainte de béton

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	13,19	1,51	4.71	10719.62	5,79	Vérifiée
Appuis	9,57	2,30	3.35	6255.44	10,75	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées : Les conditions à vérifier :

Avec : h = 25cm; b₀ = 12cm; d = 22,5cm; L = 5,24m; M_{tser} = 13,19kNm; A_s = 1,51 cm² ;
f_e = 500MPa

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0477 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0010 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10Ma} \rightarrow 0,0455 < 0,17 \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05 \text{ cm} \Rightarrow (L=5,49 \text{ m} > 5\text{m})$$

$$\text{Fleche Totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

• Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \\ I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment D'inertie fictive}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0d} \\ \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.19: Vérification de la flèche des poutrelles

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	$\bar{f}$ (cm ²)	Observation
13,19	1,51	15372,23	28147,21	0,93	1,521	0,593	1,05	Vérifiée

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235\text{MPa}$)

Selon le BAEL 99 modifié 99 : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

RPA99 version 2003 : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{4} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(0,57\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1\text{cm})$. Nous adopterons : $\phi_t=6\text{mm}$.

Donc :

Selon le BAEL 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 6,9 \times 10^{-2} \text{ cm} \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,017 \text{ cm} \end{array} \right.$$

RPA99 version 2003 : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10 \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• Choix des armatures :

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\text{T}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

• Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \Rightarrow S_t \leq 33,66$$

Donc : $S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

$S_t = 10 \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est représenté dans le schéma suivant :

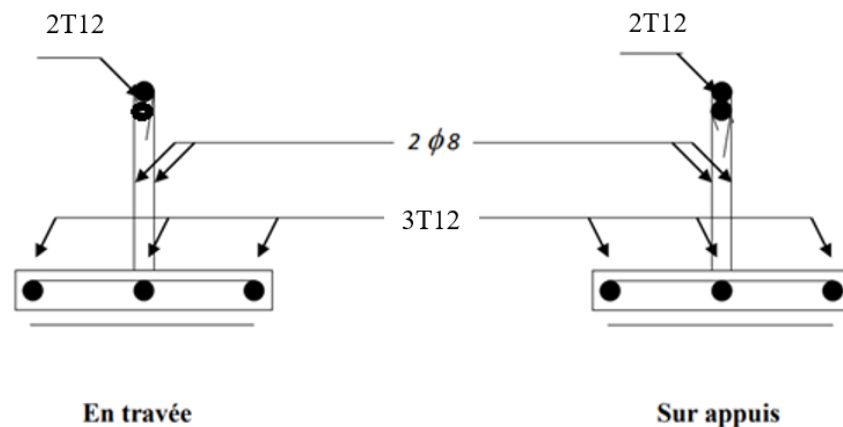


Figure. III.19 : Schéma de ferrailage des poutrelles

C.3 Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la table de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles (L=65cm)

A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

L=65cm ;

Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A1= 1,11cm² /ml.

On prend : 6T5 = 1,18cm²

$$St = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répétitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T5=1,18cm² St.=20cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

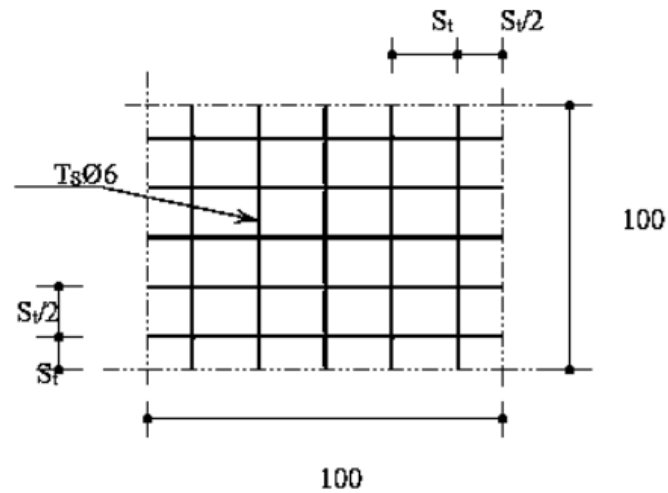


Figure. III.20 : ferrailage de la dalle de compression

III.7 Conclusion :

Le ferrailage des éléments secondaires en génie civil est une étape fondamentale pour garantir des structures solides et durables. En combinant les propriétés du béton et de l'acier, le ferrailage permet de construire des ouvrages capables de résister aux charges et aux contraintes imposées par l'environnement, assurant ainsi la sécurité et la fiabilité des constructions.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQU

IV.1 Introduction :

L'Algérie a connu, au cours du siècle dernier, plusieurs séismes de structures causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des dégâts humains et matériels.

Un séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

IV.2 Étude dynamique :**IV.2.1 Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2 Caractéristiques dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement. Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes

propres. Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice $\Delta\omega$ est nul c'est à dire :

$$\Delta\omega = [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique » .

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions (ω_1^2 ; ω_2^2 ; ; ω_n^2) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{ \} A_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3 Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière. Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments

finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre porté : il s'agit du **ETABS (version 18.1.0)**

IV.3.1 Présentation du programme ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.3 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse. **L'ETABS** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.4 Modélisation de la masse :

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25KN/m^3 .

- La charge de l'acrotère se trouve sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4. Étude sismique :**IV.4.1 Méthodes de calcul :**

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le RPA99 v2003, on citera :

1 - Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA99 v2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

a- Condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.

• Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : – tous groupes.

Zone II : – groupe d’usage 3.

- groupe d’usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : – groupes d’usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

2- La méthode d’analyse modale spectrale :

Il s’agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d’introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

a- Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l’influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ sec} \dots (4-14) [2]$$

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 version 2003**).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- Situation durable :

ELU : 1,35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- Situation accidentelles :

0.8 G ± E (x ;y)

G + Q ± E (x ;y)

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

IV.6 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de **RPA99 v2003**, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x ; y) est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W$$

A. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de BLIDA zone (III).

Ouvrage d'importance moyenne (Groupe 2).

D'après le « tableau 4.1 » du **RPA99/V2003**, le coefficient d'accélération de la zone

A = 0,25.

B. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de RPA 99 V2003. En fonction du système de contreventement.

$R = 4$ (Portiques contreventés par des voiles).

C. Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T) :

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.

$$T = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considéré.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Il est donné par le « tableau 4.6 » du **RPA99 v2003**.

$C_T = 0,05$ Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

Dans le sens x : $L_x = 21,71$ m (voir les plans).

$h_N = 32,13$ m.

$$T_X = \min \left(0,05 \times 32,13^{\frac{3}{4}} ; \left(\frac{0,09 \times 32,13}{\sqrt{21,71}} \right) \right)$$

$$T_X = 0,62 \text{ s}$$

Dans le sens y :

$L_y = 41,07$ m (voir les plans en annexes 01).

$h_N = 32,13$ m.

$$T_Y = \min \left(0,05 \times 34^{\frac{3}{4}} ; \left(\frac{0,09 \times 34,13}{\sqrt{41,07}} \right) \right)$$

$$T_Y = 0,450 \text{ s}$$

D. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « Tableau 4.7 » du RPA99 v2003.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 10%.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,76 > 0,7 \text{ (RPA99 v2003).}$$

Période caractéristique associées à la catégorie de site : On va supposer site 3 (site meuble) : donc : $T_1 = 0,15 \text{ s}$ et $T_2 = 0,50 \text{ s}$. (Tableau 4,7) [2]

Dans le sens x : ($T_x = 0,660 \text{ s}$)

Puisque la période fondamentale dans le sens x-x de la structure T_x , est comprise entre T_2 et 3,0 s ($T_2 < T < 3,0 \text{ s}$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,66}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 1,653$$

Dans le sens Y : ($T_y = 0,480 \text{ s}$)

Puisque la période fondamentale dans le sens x-x de la structure T_x , est comprise entre 0 et T_2 ($0 < T < T_2$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D_y = 2,5 \eta$$

$$D_y = 2,5 \times 0,76$$

$$D_y = 1,909$$

E. Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Avec : Pq est la pénalité à retenir selon le « tableau V.4 » du RPA99 v2003.

Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq_{xx}	Observée (o/n)	Pq_{yy}
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00	Oui	0,00
Redondance en plan	Oui	0,00	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00	Oui	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00	Oui	0,00

$$Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$$

F. Le poids total de la structure (W_t) :

D'après le RPA99 v2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations. Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum W_i \text{ Où : } W_i = G_i + \beta Q_i$$

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le « tableau 4.5 » du RPA99 v2003, il est pris égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

G_i : Poids dû aux charges permanentes.

Q_i : Poids dû aux charges d'exploitation.

D'où :

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W$$

Dans le sens x :

$$V_X = \frac{0,25 \times 1,653 \times 1,10}{4} W = 0,112 \text{ W}$$

Dans le sens y :

$$V_Y = \frac{0,25 \times 1,909 \times 1,10}{4} W = 0,130 \text{ W}$$

IV.7 Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.7.1 Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du RPA99 v2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \left[1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99 v2003. Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone III et Groupe d'usage 2 (A = 0,25).
- Pourcentage d'amortissement critique (ξ) : Béton armé (Voiles porteurs) ($\xi = 10\%$).
- Facteur de correction d'amortissement (η) : ($\eta = 0,76$).
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble (S3) ($T_1 = 0,15 \text{ s}$) ; ($T_2 = 0,50 \text{ s}$)
- Facteur de qualité (Q) :

$$Q(x) = Q(y) = 1.10$$

- Coefficient de comportement global de la structure (R) : (**R = 4**).

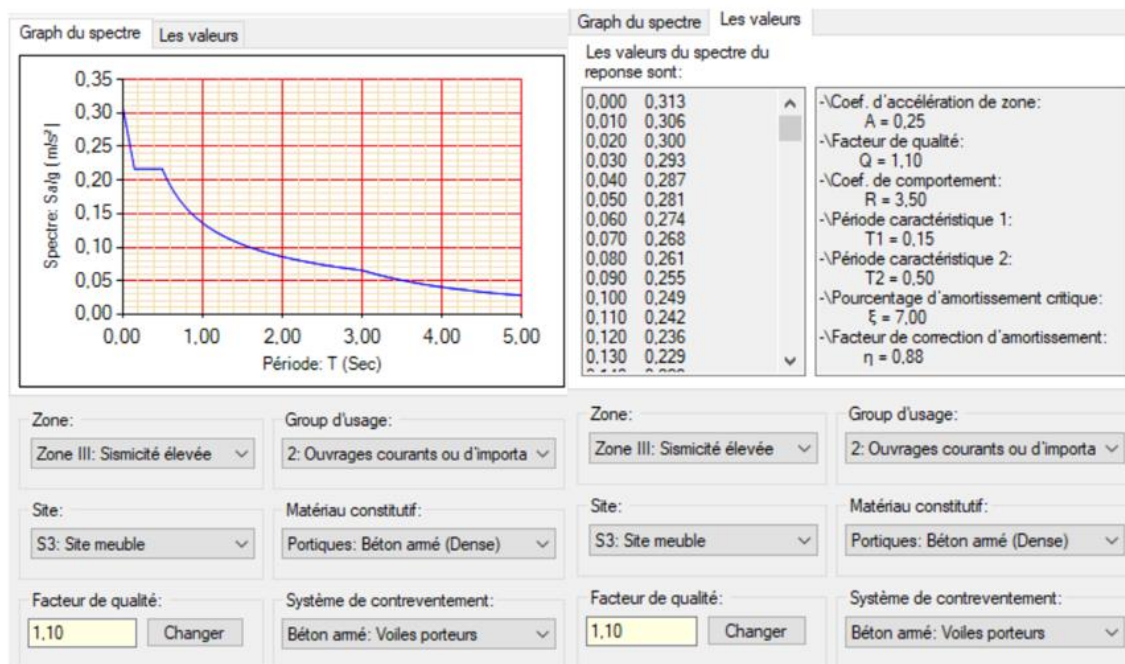


Figure IV.1 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE

IV.8 Résultats de l'analyse sismique :

IV.8.1-Modèle initial :

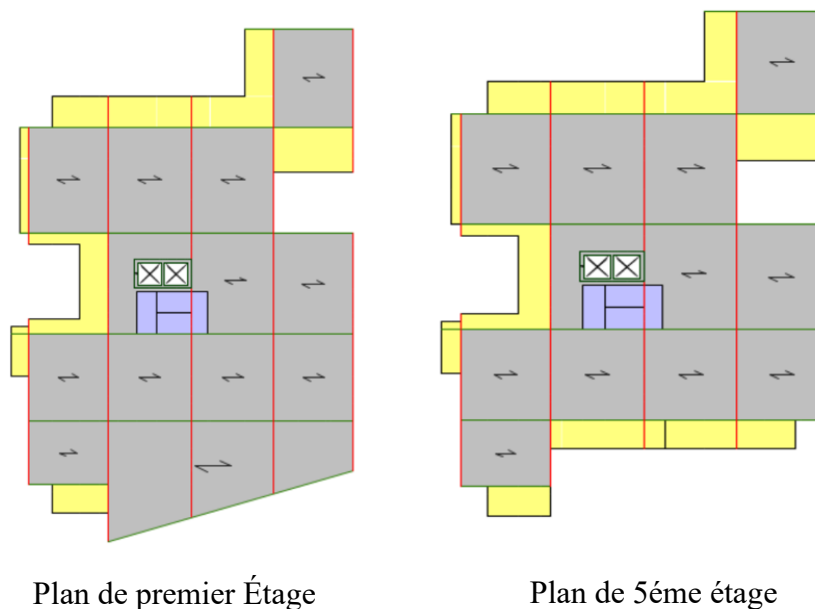


Figure IV.2 : Vue en plan des étages courants

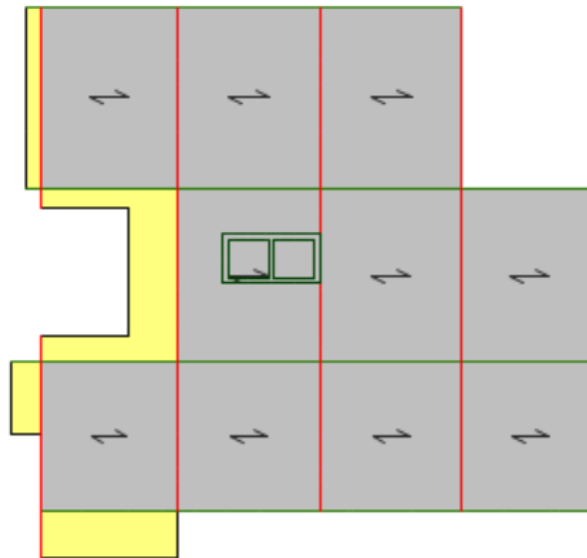


Figure IV.3 : Vue en plan du 9eme étage.

IV.8.1.1 Caractéristique dynamique propres du modèle initial :

Tableau IV.2 : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	1,626	0,0001	0,6685	0	0,0001	0,6685
Modal	2	1,457	0,6407	0,000001133	0	0,6408	0,6685
Modal	3	1,419	0,0099	0,0063	0	0,6507	0,6748
Modal	4	0,586	0,0023	0,0069	0	0,6531	0,6817
Modal	5	0,504	0,0002	0,1678	0	0,6533	0,8494
Modal	6	0,363	0,2078	0,0000254	0	0,8612	0,8494
Modal	7	0,334	0,0001	0,0018	0	0,8613	0,8513
Modal	8	0,231	0,0005	0,0023	0	0,8618	0,8535
Modal	9	0,219	0,00003032	0,0682	0	0,8619	0,9217
Modal	10	0,179	0,0001	0,001	0	0,8619	0,9228
Modal	11	0,155	0,0766	0,000001634	0	0,9385	0,9228

Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,626$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 11eme mode

Remarque : Les résultats du tableau précédent correspondent à la structure initiale comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.

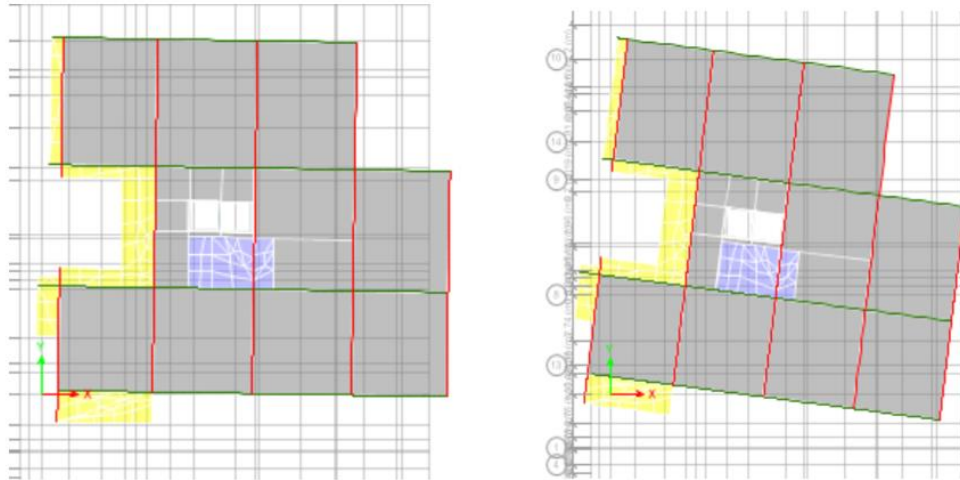


Figure IV.4 : Mode De translation Et le Mode de Rotation

IV.8.1.2 Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de Etabs on a :

Tableau IV.3 : Base réactions Mode 1

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
Ex	LinRespSpec	Max	4720,6506	68,0981	0
Ey	LinRespSpec	Max	68,0978	4410,8917	0
G+0,2Q	Combination		0	0	44087,1976

$$\begin{cases} E_x = Vt^x = 4720,6506 \text{ KN} \\ E_y = Vt^y = 4410,8917 \text{ KN} \end{cases}$$

$$W = 44087,197 \text{ kN} \longrightarrow V_x = 5237,97 \text{ KN} \longrightarrow 0,8V^x = 4190,377 \text{ KN}$$

$$I_y = 6312,19 \text{ KN} \longrightarrow 0,8V^y = 5049,75 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Vt^x > 0,8V^x \\ Vt^y < 0,8V^y \end{cases}$$

Condition non vérifier par rapport le sens Y.

Le rapport : $r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,15$

$$r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,89$$

Remarque :

D'après l'RPA99 v2003... [2]. On doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

IV.8.1.3 Vérification des déplacements inter-étage :

L'une de des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** , concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon << l'article 5.10 >> du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

Où : h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta_{xk} = R \cdot \delta_{xeK}$ et $\delta_{ky} = R \cdot r_y \cdot \delta_{eK}$

$$\Delta_{xk} = \delta_{xk} - \delta_{xK-1} \text{ et } \Delta_{yk} = \delta_{yk} - \delta_{yK-1}$$

Δ_{kX} : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δ_{kY} : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta_{eK,x}$: Déplacement absolu selon x (à partir d'ETABS).

$\delta_{eK,y}$: Déplacement absolu selon y (à partir d'ETABS).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)

Niveau	H (m)	Sens X			Sens Y			$\bar{\Delta}_u$ (cm)	OBS
		δ_{ek} (cm)	δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^y (cm)		
Etage 9	3,06	8,5862	34,345	3,9216	8,6899	34,760	3,8080	3,06	CNV
Etage8	3,06	7,6058	30,423	4,1060	7,7379	30,952	3,9784	3,06	CNV
Etage7	3,06	6,5793	26,317	4,1220	6,7433	26,973	4,0492	3,06	CNV
Etage6	3,06	5,5488	22,195	2,4148	5,731	22,924	4,0536	3,06	CNV
Etage5	3,06	4,9451	19,780	4,2280	4,7176	18,870	3,9380	3,06	CNV
Etage4	3,06	3,8881	15,552	3,9216	3,7331	14,932	3,7824	3,06	CNV
Etage3	3,06	2,9077	11,631	3,7972	2,7875	11,150	3,6256	3,06	CNV
Etage 2	3,06	1,9584	7,834	3,3556	1,8811	7,524	3,2888	3,06	CNV
Etage 1	3,06	1,1195	4,478	2,7628	1,0589	4,236	2,7308	3,06	CV
RDC	3,74	0,4288	1,715	0,9700	0,3762	1,505	1,5050	3,74	CV

Constatations :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale, Pour cela on :

Ajoute des voiles de contreventement.

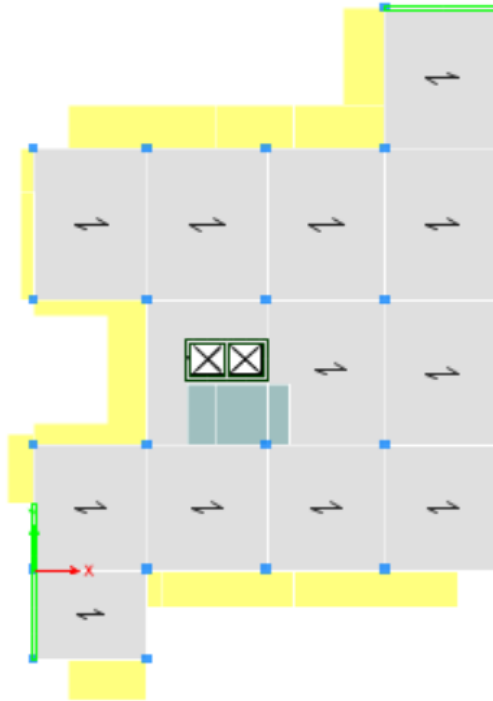
IV.8.2-Modèle 2 :**-Disposition des voiles :****Figure IV.5 :** Vue en Plan du modèle 2 (2eme étage)**Tableau IV.5 :** Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	1,079	0,6067	0,0005	0	0,6067	0,0005
Modal	2	0,754	0,0012	0,6351	0	0,6079	0,6357
Modal	3	0,529	0,0251	0,0036	0	0,633	0,6393
Modal	4	0,264	0,2035	0	0	0,8365	0,6393
Modal	5	0,181	0,000009175	0,224	0	0,8365	0,8633
Modal	6	0,154	0	0,0017	0	0,8365	0,865
Modal	7	0,11	0,0912	0,0001	0	0,9277	0,8651
Modal	8	0,078	0,0001	0,0788	0	0,9277	0,9438

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,079$ sec.
- Le 1er mode est une translation suivant x-x.
- Le 2ème mode est une translation suivant y-y.

- Le 3ème mode est un mode de rotation.
- La participation massique dépasse 90% à partir du 8ème mode.

IV.8.2.1 Résultats des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats d'ETABS 2018 on a :

Tableau IV.6 : Base réactions

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
Ex	LinRespSpec	Max	4507,7335	224,8973	0
Ey	LinRespSpec	Max	260,9579	6521,6695	0
G+0,2Q	Combination		0	0	47400,7127

$$\begin{cases} E_x = Vt^x = 4507,7335 \text{ KN} \\ E_y = Vt^y = 6521,67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$W = 47400,71 \text{ kN} \longrightarrow V_x = 5631,56 \text{ KN} \longrightarrow 0,8V^x = 4505,25 \text{ KN}$$

$$V_y = 6786,5 \text{ KN} \longrightarrow 0,8V^y = 5429,196 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Vt^x > 0,8V^x \\ Vt^y > 0,8V^y \end{cases}$$

Condition vérifier

IV.8.2.2 Vérification des déplacements inter-étage :**Tableau IV.7:** Vérification des déplacements inter-étage

Niveau	H (m)	Sens X			Sens Y			$\bar{\Delta}_u$ (cm)	OBS
		δ_{ek} (cm)	δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^y (cm)		
Etage 9	3,06	7,3692	29,4768	3,5368	4,706	18,8252	2,4152	3,06	CNV
Etage8	3,06	6,485	25,94	3,6284	4,102	16,41	2,4416	3,06	CNV
Etage7	3,06	5,5779	22,3116	3,742	3,492	13,9684	2,4184	3,06	CNV
Etage6	3,06	4,6424	18,5696	2,9436	2,887	11,55	2,3404	3,06	C V
Etage5	3,06	3,9065	15,626	3,5816	2,302	9,2096	4,236	3,06	CNV
Etage4	3,06	3,0111	12,0444	3,3772	1,751	7,006	2,0324	3,06	CNV
Etage3	3,06	2,1668	8,6672	3,102	1,243	4,9736	1,7972	3,06	CNV
Etage 2	3,06	1,3913	5,5652	2,7268	0,794	3,1764	1,4784	3,06	C V
Etage 1	3,06	0,7096	2,8384	1,9768	0,424	1,698	1,0816	3,06	C V
RDC	3,74	0,2154	0,8616	0,8616	0,154	0,6164	0,6164	3,74	C V

Conclusion :

Les déplacements latéraux inter étage suivant la direction x-x dépassent les valeurs admissibles il faut encore augmenter la rigidité latérale de la structure suivant x-x.

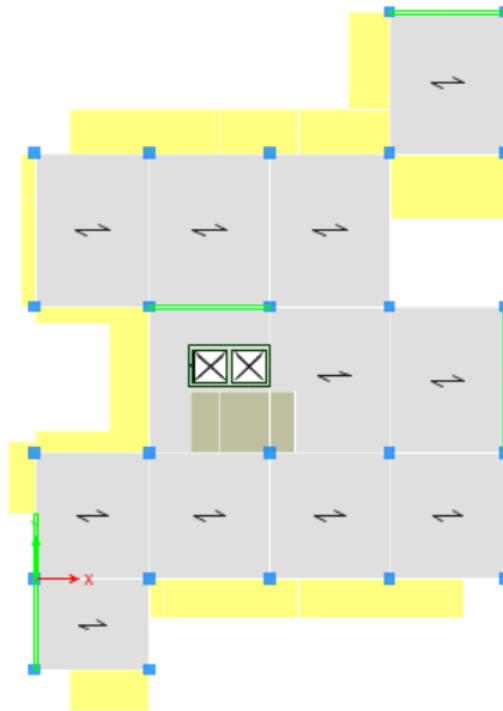
IV.8.3-Modèle 3 :**-Disposition des voiles :**

Figure IV.6 : Vue en Plan du modèle 3 (2eme étage)

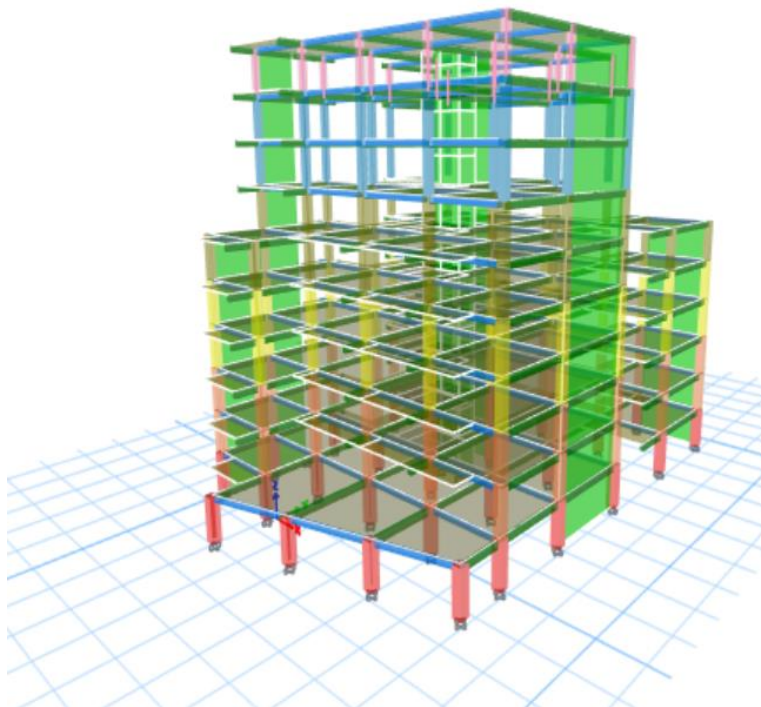


Figure IV.7 : Vue de modèle en 3D

Tableau IV.8 : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0,92	0,5536	0,0023	0	0,5536	0,0023
Modal	2	0,727	0,0023	0,6213	0	0,5559	0,6236
Modal	3	0,486	0,0721	0,0001	0	0,6279	0,6237
Modal	4	0,239	0,0991	0,0384	0	0,7271	0,6621
Modal	5	0,213	0,082	0,1366	0	0,8091	0,7987
Modal	6	0,159	0,0405	0,039	0	0,8496	0,8377
Modal	7	0,104	0,0436	0,0156	0	0,8932	0,8533
Modal	8	0,09	0,025	0,0626	0	0,9181	0,9159

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,92$ sec.
- Le 1er mode est une translation suivant x-x.
- Le 2ème mode est une translation suivant y-y.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.
- La participation massique dépasse 90% à partir du 8ème mode.

IV.8.3.1 Résultats des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats d'ETABS 2018 on a :

Tableau IV.9 : Base réactions

TABLE: Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
			kN	kN	kN
Ex	LinRespSpec	Max	3831,135	862,897	0
Ey	LinRespSpec	Max	862,8971	4557,7522	0
G+0,2Q	Combination		0	0	49198,8815

$$\begin{cases} Ex = Vt^x = 3831,135 \text{ KN} \\ Ey = Vt^y = 4557,7522 \text{ KN} \end{cases}$$

$$W = 49198,8815 \text{ kN} \longrightarrow Vx = 5845,29 \text{ KN} \longrightarrow 0,8V^x = 4676,232 \text{ KN}$$

$$Vy = 7044,05 \text{ KN} \longrightarrow 0,8V^y = 5635,24 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Vt^x < 0,8V^x \\ Vt^y < 0,8V^y \end{cases}$$

Condition non vérifiée

Le rapport $r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,24$

Le rapport $r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,22$

IV.8.3.2 Vérification des déplacements inter-étage :

Tableau IV.10: Vérification des déplacements inter-étage

Niveau	H (m)	Sens X			Sens Y			$\bar{\Delta}_u$ (cm)	OBS
		δ_{ek} (cm)	δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^y (cm)		
Etage 9	3,06	5,7	22,8	2,8196	3,7707	15,0828	2,2108	3,06	C V
Etage8	3,06	4,9951	19,9804	2,8912	3,218	12,872	2,2744	3,06	C V
Etage7	3,06	4,2723	17,0892	2,9148	2,6494	10,5976	2,214	3,06	C V
Etage6	3,06	3,5436	14,1744	1,5444	2,0959	8,3836	1,9716	3,06	C V
Etage5	3,06	3,1575	12,63	2,9784	1,603	6,412	1,5048	3,06	C V
Etage4	3,06	2,4129	9,6516	2,7616	1,2268	4,9072	1,3828	3,06	C V
Etage3	3,06	1,7225	6,89	2,4652	0,8811	3,5244	1,2436	3,06	C V
Etage 2	3,06	1,1754	4,702	2,1776	0,6195	2,478	1,1508	3,06	C V
Etage 1	3,06	0,631	2,524	1,5676	0,3318	1,327	0,8452	3,06	C V
RDC	3,74	0,2391	0,956	0,9700	0,1205	0,482	0,4820	3,74	C V

IV.8.3.3 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de **RPA99 v2003**, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 v2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times F_{c28}}$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

B : La section transversale des poteaux.

$f_{C28} = 30 \text{ MPa}$.

La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	(a=b) (cm)	S (cm ²)	N _d max (KN)	ν	$\nu < 0,3$
9 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	900	-297,6412	-0,104	Vérifiée
7 ^{ème} 6 ^{ème} et 5 ^{ème}	35x35	1225	-887,2733	-0,241	Vérifiée
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40x40	1600	-2231,0268	-0,465	Ce n'est pas vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45x45	2025	-2936,1502	-0,483	Ce n'est pas vérifiée
RDC	50x50	2500	-3294,4816	-0,439	Ce n'est pas vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit (Section corrigées en cm²)

Niveaux	(a=b) (cm)	S (cm ²)	N _d max (KN)	ν	$\nu < 0,3$
9 ^{ème}	40x40	1600	308,8758	0,060	Vérifiée
8 ^{ème} et 7 ^{ème}	45x45	2025	1013,7235	0,166	Vérifiée
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	50x50	2500	1727,0889	0,230	Vérifiée
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	55x55	3025	2432,8986	0,268	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er}	60x60	3600	3188,3485	0,295	Vérifiée
RDC	65x65	4225	3573,1137	0,282	Vérifiée

IV.8.3.4 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Où :

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau(k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V_k = \sum F_i h$

k: Hauteur de l'étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0,1$: l'effet P- Δ peut être négligé.

- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$ –

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau IV.13: Vérifications de l'effet P- Δ Suivant x.

Sens X						
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	≤ 0.10
Etage 9	3,06	3877,4537	933,547	2,8196	0,038	Vérifiée
Etage8	3,06	7672,0731	1636,5651	2,8912	0,044	Vérifiée
Etage7	3,06	11432,0415	2147,7965	2,9148	0,051	Vérifiée
Etage6	3,06	15287,941	2553,6841	1,5444	0,030	Vérifiée
Etage5	3,06	20658,9029	3016,8974	2,9784	0,067	Vérifiée
Etage4	3,06	26077,9416	3446,0861	2,7616	0,068	Vérifiée
Etage3	3,06	31540,4561	3825,4241	2,4652	0,066	Vérifiée
Etage 2	3,06	37111,3163	4148,9603	2,1776	0,064	Vérifiée
Etage 1	3,06	42665,3764	4428,403	1,5676	0,049	Vérifiée
RDC	3,74	49196,5377	4682,7171	0,97	0,027	Vérifiée

Tableau IV.14: Vérifications de l'effet P-Δ Suivant Y.

Sens Y						
Niveau	h _K (m)	P _K (KN)	V _K (KN)	Δ _K (cm)	θ _K	≤ 0.10
Etage 9	3,06	3877,4537	1112,2036	2,2108	0,025	Vérifiée
Etage8	3,06	7672,0731	1988,2097	2,2744	0,029	Vérifiée
Etage7	3,06	11432,0415	2678,4019	2,2140	0,031	Vérifiée
Etage6	3,06	15287,941	3238,6465	1,9716	0,030	Vérifiée
Etage5	3,06	20658,9029	3874,3552	1,5048	0,026	Vérifiée
Etage4	3,06	26077,9416	4401,8871	1,3828	0,027	Vérifiée
Etage3	3,06	31540,4561	4822,7569	1,2436	0,027	Vérifiée
Etage 2	3,06	37111,3163	5144,7172	1,1508	0,027	Vérifiée
Etage 1	3,06	42665,3764	5405,0395	0,8452	0,022	Vérifiée
RDC	3,74	49196,5377	5619,4646	0,4820	0,011	Vérifiée

IV.8.3.5 Vérification des conditions du facteur de comportement (R) :

Dans nos précédant calcul en a pris **R = 4** donc selon le **RPA99 v2003** il faut justifier que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise totalement par les voiles.

❖ Justification des voiles sous charges verticales :

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base avec le logiciel (ETABS)

$$\begin{aligned}
 \text{La portance des voiles} &= \frac{\text{l'effort normal repris par les voiles}}{\text{l'effort normal repris par la base de la structure}} \\
 &= \frac{5288,86}{27736,29} \times 100 = 19,06\% < 20\% \text{ Condition vérifiée}
 \end{aligned}$$

IV.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu effectuer l'étude dynamique de notre structure en déterminant ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non amortie.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS, a permis de vérifier plusieurs critères : Période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et la disposition des voiles de contreventement.

CHAPITRE V :
CALCUL DES
ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction :

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel **ETABS2018** dans le chapitre précédent, on a déterminé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Dans ce chapitre, on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis. Le ferrailage sera choisi d'une façon à être conforme aux règles illustrées dans le RPA99 version 2003, BAEL91 (modifié en 1999), et aussi le CBA93.

V.2 Ferrailage des poteaux :**V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants. On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants. L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (ETABS 2018), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : **RPA99 version 2003 et du (CBA93)**.

V.2.2 Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le **RPA99 v2003**.

• Situation durable :**ELU : $1.35 G + 1.5 Q$** **ELS : $G + Q$**

D'Où :

G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

• Situation accidentelle : **$0.8 G \pm E (x ; y)$** **$G + Q \pm E (x ; y)$**

D'Où :

E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{B \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Où :

T : l'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

• **D'après le BAEL 91** : $\overline{\tau_u} = \min (0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$

• **D'après le RPA99 v2003** : $\overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$

• Avec : * $\rho_d = 0,075 \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$

* $\rho_d = 0,04 \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 5$

λ_g : C'est l'élancement géométrique du béton, il est calculé par cette formule :

$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$ Avec : a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f la longueur de flambement du poteau.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.1: Vérification de cisaillemen

Poteau	B (cm ²)	Bxd (cm ²)	T (KN)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	OBS
65x65	4225	3802,5	103,57	0,272	4,02	0,04	1,2	3	Vérifiée
60x60	3600	3240	36,07	0,112	3,57	0,04	1,2	3	Vérifiée
55x55	3025	2722,5	35	0,128	3,9	0,04	1,2	3	Vérifiée
50x50	2500	2250	55,66	0,274	4,3	0,04	1,2	3	Vérifiée
45x45	2025	1822,5	11,02	0,060	4,76	0,04	1,2	3	Vérifiée
40x40	1600	1440	11,11	0,08	5,36	0,075	2,25	3	Vérifiée

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.2.3 Sollicitations à considérer :

Selon le type de situation (accidentelle ; durable), nous distinguons des différentes combinaisons qui nous donnent les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage qui sont les suivants :

❖ Selon CBA 93 : Situation durable
$$\begin{cases} ELU = 1,35G + 1,5Q \\ ELS = G + Q \end{cases}$$

❖ Selon RPA 99 V 2003 : Situation accidentelle
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

À partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

N max $\Rightarrow$ M correspondant.

M max $\Rightarrow$ N correspondant.

N min $\Rightarrow$ M correspondant.

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2018, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

a. Situation durable :

Combinaison : 1,35G+1,5Q

a.1 (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V.2: Ferrailages des poteaux en situation durable (Nmax, Mcorr).

Niveaux	Section [cm ²]	N _{min} [kN]	M _{corr} [kN.m]	Sollicitation	A _s [cm ²]	A _{s'} [cm ²]	A _{smin} RPA
RDC	65×65	-1339,2763	-30,183	SEC	0	0	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	-817,832	-24,078	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	-606,601	-20,954	SEC	0	0	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	-454,1314	31,8053	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	-213,7528	26,3334	SEC	0	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	-97,2333	45,3243	SEC	0	0	14,4

a.2 ($N^{\max}$, M^{corr}) :Tableau V.3: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N_{\min}$, M_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N_{\max}$ [kN]	M_{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	65×65	-4746,5	- 21,8398	SEC	0	0	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	-4225,36	-58,1246	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	-3212,3	-47,34	SEC	0	0	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	-2227,38	-41,5465	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	-1267,795	-28,5339	SEC	0	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	-413,11	-24,309	SEC	0	0	14 ,4

a.3 ($M^{\max}$, N^{corr}) :Tableau V.4: Ferrailages des poteaux en situation durable ($M_{\max}$, N_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N_{corr} [kN]	$M_{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	38,025
RDC	65×65	-2185,855	59,2059	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	-1672,31	82,22	SEC	0	0	27,225
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	-1437,121	71,7997	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	-764,77	87,577	SEC	0	0	18,225
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	-708,3119	109,4926	SEC	0	0	14 ,4
9 ^{ème}	40×40	-216,7843	131,8908	SPC	6,96	0	38,025

b.Situation accidentelle :**Combinaison : G+Q+E****b.1 ($N^{\min}$, M^{corr}) :****Tableau V.5 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N_{\max}$, M_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N_{\min}$ [kN]	M_{corr} [kN. m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	65×65	703,875	19,1682	SEC	0	0	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	678,5724	37,3268	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	664,0253	81,5586	SEC	0	0	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	573,7832	75,0882	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	357,7454	130,8572	SPC	10,16	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	81,5253	159,812	SPC	6,02	0	14,4

b.2 ($N_{\max}$, M_{corr}) :**Tableau V.6:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N_{\min}$, M_{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	$N_{\max}$ [kN]	M_{corr} [kN. m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	65×65	-3576,9269	-155,3462	SEC	0	0	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	-3198,9988	-69,2273	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	-2458,1638	-127,76	SEC	0	0	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	-1817,6627	-123,4365	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	-1068,8625	-181,3254	SEC	0	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	-307,1981	-81,6337	SEC	0	0	14,4

b.3 ($M^{\max}$, N^{corr}) :**Tableau V.7:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_{\max}$, N_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N_{corr} [kN]	$M_{\max}$ [kN. m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	65×65	-1386,04	149,0319	SEC	0	0	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	-1219,287	110,4389	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	602,826	150,683	SPC	14,19	0	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	476,498	208,6065	SPC	15,01	0	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	202,0741	182,5906	SPC	10,5	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	186,8011	87,2181	SPC	6,12	0	14,4

Combinaison : 0,8G+E**b.4 ($N^{\max}$, M^{corr}) :****Tableau V.8 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N_{\max}$, M_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N_{\max}$ [kN]	M_{corr} [kN. m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	65×65	1018,6414	10,1822	SEC	12,17	11,25	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	994,3033	77,8953	SPC	15,28	7,81	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	935,2949	11,25	SPC	11,35	10,15	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	761,2144	74,1	SPC	12,3	4,79	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	462,997	129,81	SPC	11,45	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	107,7945	157,9191	SPC	8,24	0	14,4

b.5 ($N^{\min}$, M^{corr}) :**Tableau V.9 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N_{\min}$, M_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N_{\min}$ [kN]	M_{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	65×65	-2859,0858	-134,2244	SEC	0	0	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	-2675,0057	-103,6926	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	-2181,6789	-130,2	SEC	0	0	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	-1625,965	-123,08	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	-960,3507	-180,3	SEC	0	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	-260,374	-164,6197	SEC	0	0	14,4

b.6 ($M^{\max}$, N^{corr}) :**Tableau V.10 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_{\max}$, N_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N_{corr} [kN]	$M_{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	65×65	-2860,3842	-134,3992	SEC	0	0	38,025
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	-2444,5055	-138,6059	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	-2181,6789	-130,1911	SEC	0	0	27,225
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	-1317,0963	-215,8142	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	-603,40	-197,5921	SPC	1,69	0	18,225
9 ^{ème}	40×40	-260,374	-164,6197	SPC	4,07	0	14,4

NB : le signe (-) signifie que l'effort est un effort de compression

le signe (+) signifie que l'effort est un effort de Traction

✓ **Choix des armateurs :****1)- choix de ferrailage des poteaux :****Tableau V.11 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux**

Niveaux	Sections (cm ²)	A_{cal_s} (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ max}$ Z.C (cm ²)	$A_{s\ min}$ Z.R (cm ²)	Choix des armatures	A_{adp_s} (cm ²)
RDC	65×65	12,17	38,025	126,75	253,5	8T20+8T16	41,21
1 ^{er} , 2 ^{ème}	60×60	15,28	32,4	108	216	6T20+8T16	34,93
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	55×55	14,19	27,225	90,75	181,5	4T20+8T16	28,65
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50×50	15,01	22,5	75	150	12T16	24,13
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45×45	11,45	18,225	60,75	121,5	4T16+8T14	20,35
9 ^{ème}	40×40	8,24	14,4	48	96	8T16	16,08

V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements) on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations ($M_{ser} - N_{ser}$) selon les règles. Les contraintes admissibles sont données par :

➤ Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

➤ Acier

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5f ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi$

Avec :

– $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes

Section (cm ²)	N _{ser} max (KNm)	M _{ser} corr (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
	N _{ser} min (KNm)						
65x65	-968,918	-22,7564	11,9	250	0,6	18	Vérifiée
	-3458,1465	-15,2659	7,4	250	0,37	18	
60x60	-556,1368	-16,9423	10,47	250	0,53	18	Vérifiée
	-3077,9635	-44,6591	27,6	250	1,39	18	
55x55	-262,8663	-6,4446	5,56	250	0,27	18	Vérifiée
	-2340,1705	-34,4139	27,96	250	1,4	18	
50x50	-191,4427	-57,3484	64,8	250	3,15	18	Vérifiée
	-1623,0014	-30,0936	32,35	250	1,62	18	
45x45	-156,4818	19,0789	26,9	250	1,4	18	Vérifiée
	-922,4634	-20,8291	29,4	250	1,52	18	
40x40	-71,3165	33,146	66,98	250	3,5	18	Vérifiée
	-302,4607	-17,7976	35,96	250	1,8	18	

Tableau V.13 : Vérification des contraintes

Section (cm ²)	N _{ser} corr	M _{ser} Max	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
65x65	-1597,208	43,0439	20,92	250	1	18	Vérifiée
60x60	-1381,615	62,3617	38,5	250	1,94	18	Vérifiée
55x55	-875,2211	61,8493	50,25	250	2,6	18	Vérifiée
50x50	-542,0348	63,3308	68,1	250	3,4	18	Vérifiée
45x45	-516,052	79,3347	111,81216	250	5,77	18	Vérifiée
40x40	-158,431	-96,3222	194,62	250	10	18	Vérifiée

• **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

V.2.5 Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm. en zone III

Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \varnothing 1)$ en zone III

Avec : ($\varnothing 1$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

➤ Section minimale d'armature transversale :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi t$ (au minimum).

On adopte les espacements suivants :

Zone nodale :

$t \leq 10$ cm $\rightarrow t = 10$ cm

Zone courante :

$t' \leq \text{Min} (32,5, 32,5, 14)$

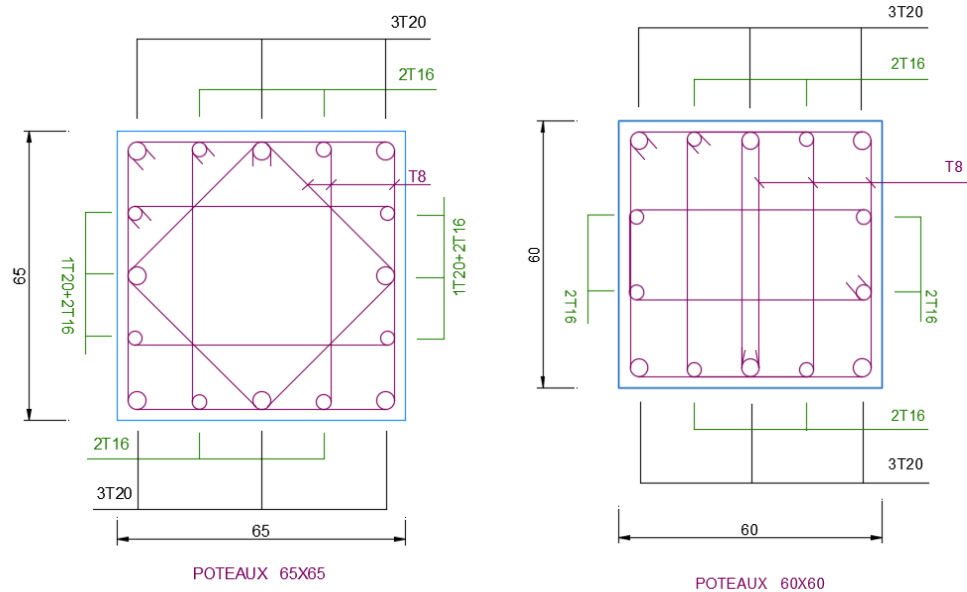
$t' = 15$ cm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Calcul de ferrailage transversal

Section	Lf(m)	λ_g	ρ_a	Tu(KN)	ZONE	St(cm)	At ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
65x65	2,62	4,02	3,75	103,57	N	10	2,07	6T8	3,02
					C	15	3,11	4T10	3,14
60x60	2,14	3,57	3,75	36,07	N	10	0,88	4T8	2,01
					C	15	1,32	4T8	2,01
55x55	2,14	3,9	3,75	35	N	10	0,85	4T8	2,01
					C	15	1,29	4T8	2,01
50x50	2,14	4,3	3,75	55,66	N	10	1,36	4T8	2,01
					C	15	1,98	4T8	2,01
45x45	2,14	4,76	3,75	11,02	N	10	0,27	4T8	2,01
					C	15	0,41	4T8	2,01
40x40	2,14	5,36	2,5	11,11	N	10	0,27	4T8	2,01
					C	15	0,41	4T8	2,01

V.2.6 Schéma de Ferrailage :



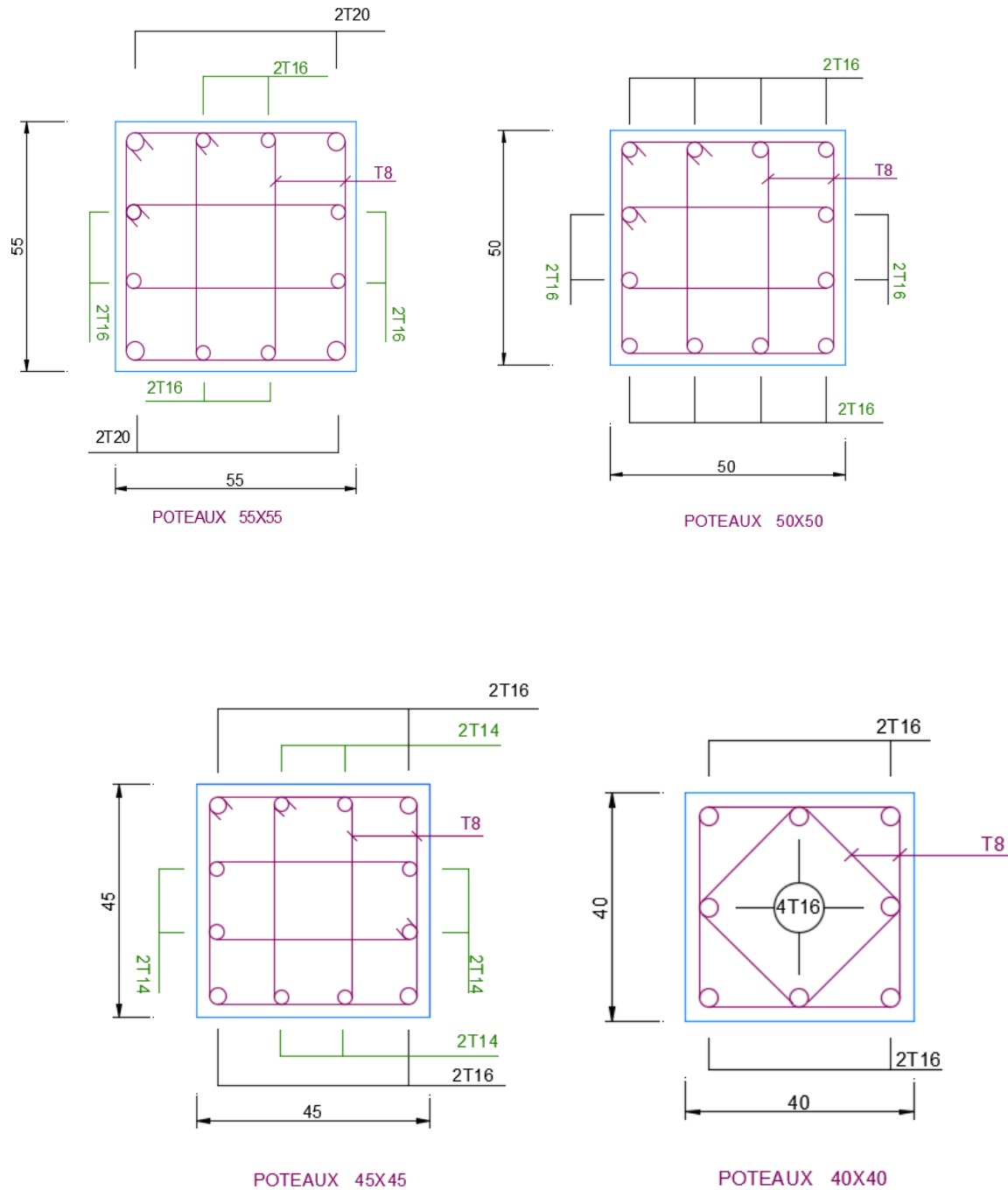


Figure V.1 : Dessin de ferrailage des poteaux centraux

V.2.6 Ferrailage des Poteaux du Sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

a-Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

Plancher..... $33,8 \times 6,75 = 228,15 \text{ KN}$.

Poutre principale..... $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 6,58 = 22,3 \text{ KN}$.

Poutre secondaire..... $0,30 \times 0,405 \times 25 \times 5,175 = 13,58 \text{ KN}$.

Poids du poteau $25 \times 2,80 \times (0,65)^2 = 29,57 \text{ KN}$.

$$\mathbf{G = 292,6 \text{ KN}}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 33,8 \times 2,5 = \mathbf{KN}$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{521,76 \text{ KN}}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$\mathbf{N_u (ss) = 521,76 \text{ KN}}$$

b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carrée $B = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

$$B_r \geq 0,053N_u \Rightarrow B_r \geq 276,5 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$$

$$\text{On a : } a = b \Rightarrow B_r = (a - 0,02)^2$$

$$a = \sqrt{B_r + 0,02} = 16,64 \text{ cm}$$

$$\mathbf{B.A.E.L : } A_{smin} \geq \max(4u ; 0,2\%B) = \max(9,6 ; 7,2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{RPA : } A_s^{min} = 0,9\%B = 38,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{s(BAEL)} ; A_{s(RPA)})$$

Alors le ferrailage se fait selon **RPA99 version 2003**

$$A_s = 32,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ adopté}} = 6T20 + 8T16 = 34,93 \text{ cm}^2$$

V.3 Ferrailage des poutres :**V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables. Dans notre projet on a deux types de poutres :

- Poutres porteuse : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres non porteuse : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

V.3.2 Combinaisons des charges :

➤ Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

➤ Situation accidentelle :

$G + Q \pm E (x ; y)$

$0.8 G \pm E (x ; y)$

Où : E c'est l'action du séisme

V.3.3 Recommandations du RPA99 version 2003 :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone III.

V.3.4 Sollicitations et ferrailage des poutres :

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable). Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2018,

les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

a) Poutre porteuse (30 x 45) :

➤ Situation durable :

Combinaison : $1.35 G + 1.5 Q$

Tableau V.15 : Sollicitations dans les poutres principales

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)
30 x 45	Travée	154,8469	9,81
	Appui	-267,6276	19,00

b-Situation accidentelle : G+Q+E**Tableau V.16 : Sollicitations dans les poutres principales**

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)
30 x 45	Travée	120,5892	7,43
	Appui	-254,1285	17,75

c-Situation accidentelle : 0.8G +E**Tableau V.17 : Sollicitations dans les poutres principales**

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)
30 x 45	Travée	87,6815	5,27
	Appui	-186,813	12,17

b) Poutre non porteuse (30 x 35) :**➤ Situation durable :**

Combinaison : 1.35 G + 1.5 Q

Tableau V.18 : Sollicitations dans les poutres secondaires

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)
30 x 35	Travée	54,6249	4,3
	Appui	-74,86	6,08

b-Situation accidentelle : G+Q+E**Tableau V.19 : Sollicitations dans les poutres secondaires**

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)
30 x 35	Travée	42,1606	3,26
	Appui	-64,67	5,17

c-Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.20 : Sollicitations dans les poutres secondaires

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	As (cm ²)
30 x 35	Travée	83,9765	6,93
	Appui	-121,2308	10,8

V.3.5 Choix de Ferrailage :

Exemple de calcul des poutres :

On va prendre comme exemple la poutre porteuse.

V.3.5.1 Calcul des armatures longitudinales :

(b = 0,30 m) ; (h = 0,45 m) ; (d = 0,9h = 0,405 m) ; (Fe = 500 MPa) ; (f_{bc} = 17 MPa)

➤ **ELU :**

• **En Travée :** M_{trav} = 154,8469 KN.m

$$\mu = \frac{Mf}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{154,8469 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 17} = 0,185 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 364,5 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{154,8469 \times 10^6}{364,5 \times \frac{500}{1,15}} = 9,81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.21: Choix de ferrailage des poutres principales.

Section	Position	A _s max Z.C (cm ²)	A _s max Z.R (cm ²)	A _s min (cm ²)	Choix des armatures	A _s adp (cm ²)
30 x 45	Travée	54	81	9,81	4T16+2T14	11,12
	Appui	54	81	19,00	4T16 + 4T20	20,1

Tableau V.22: Choix de ferrailage des poutres secondaires.

Section	Position	A _s max Z.C (cm ²)	A _s max Z.R (cm ²)	A _s min (cm ²)	Choix des armatures	A _s adp (cm ²)
30 x 35	Travée	42	63	6,93	4T16	8,04
	Appui	42	63	10,8	4T16 + 2T14	11,12

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,4}{500}$$

$$A_{st} \geq 1,34 \text{ cm}^2$$

$$D'où : A_{st \text{ trav}} = 9,81 \text{ cm}^2 > 1,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Armatures maximales :

- Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$$

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

• Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• Acier :

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e , \text{Max}(0,5f ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_{st} (d-y)^2$$

Tableau V.22 : Vérifications des Poutres principales à l'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vérification
Travée	113,2423	12,7	18	119	250	Vérifiée
Appui	-194,29	9,08	18	93,7	250	Vérifiée

Donc :

$$\text{Travée } A_s = 6,95 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 \rightarrow A_{s\text{adp}} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui } A_s = 12,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T14 \rightarrow A_{s\text{adp}} = 14,2 \text{ cm}^2$$

Tableau V.23 : Vérifications des Poutres secondaires à L'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vérification
Travée	39,7421	8,05	18	73	250	Vérifiée
Appui	-54,4779	11	18	100,1	250	Vérifiée

Donc :

$$\text{Travée } A_s = 3,06 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12 \rightarrow A_{s\text{adp}} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui } A_s = 4,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12 \rightarrow A_{s\text{adp}} = 4,52 \text{ cm}^2$$

V.3.6.1 Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{B \times d} \leq \bar{\tau}_U$$

Avec :

Tu : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_U = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$. (Fissuration préjudiciable). Selon le **BAEL91 modifié 99**

Tableau V.24: Vérifications au cisaillement

Section	Tu^{max} (KN)	τ_b (MPa)	τ_u (MPa)	Vérification
30 x 45	143,1979	1,51	3	Vérifiée
30 x 35	73,3222	0,775	3	Vérifiée

Donc il n'y pas un risque de cisaillement.

V.3.7 Détermination du diamètre des armatures transversales :

Calcul d'espacement des cadres :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance Fe400 ($f_e=500\text{MPa}$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left[\begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bs_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bs_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left[\begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ \text{Zone Nodale : } S_t = \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{min}; 30\text{cm}\right) \\ \text{Zone Courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; 1,2; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi_t = 10\text{mm}$$

Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{Adp} (cm)		A_t (cm ²)	choix	A_t^{adp} (cm ²)
			S_t	$S_t ZN$	$S_t ZC$	ZN	ZC			
30x45	143,1979	1,51	36,45	22,5	11,25	20	10	1,35	2T10	1,57
30x35	73,3222	0,775	28,35	17,5	8,75	15	10	1,35	2T10	1,57

- Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone III.

- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$

V.3.8 Arrêt de barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis en travée de rive : } h \leq \frac{L_{max}}{4} \\ \text{Appui en travée intermédiaire } h \leq \frac{L_{max}}{5} \end{array} \right.$$

Avec : $L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$

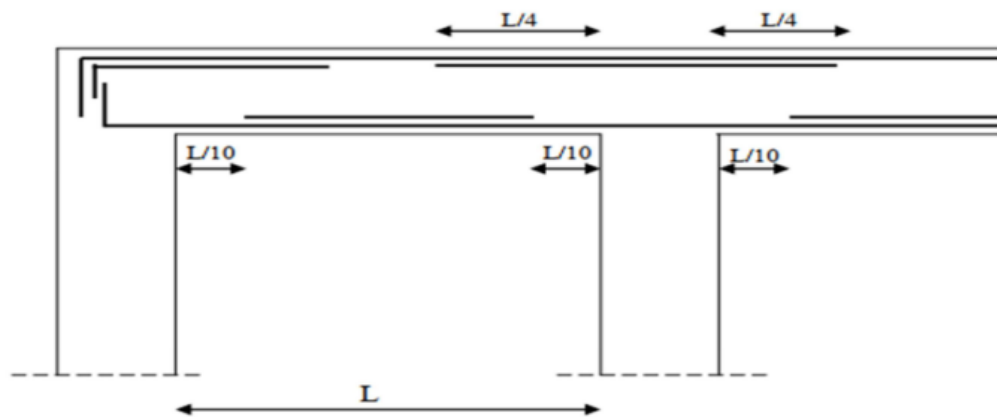


Figure V.2 : Arrêt des barres

V.3.9 Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche Totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow (L=7 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05 \text{ cm} \Rightarrow (L=5,49 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

• **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{f_v}}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{f_i}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$\left[\begin{array}{l} I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A_s'\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \\ I_{f_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{f_v} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment D'inertie fictive}$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau V.26 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KN.m)	A _s adp (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t	f̄ (cm)
30x45	7	194,29	14,2	296824,50	0,3886	0,5377	0,1491	1,2
30x35	5,49	-54,4779	4,52	180334,7	0,3523	0,4712	0,1189	1,05

V.3.10 Schémas de ferrailage des poutres porteuses :

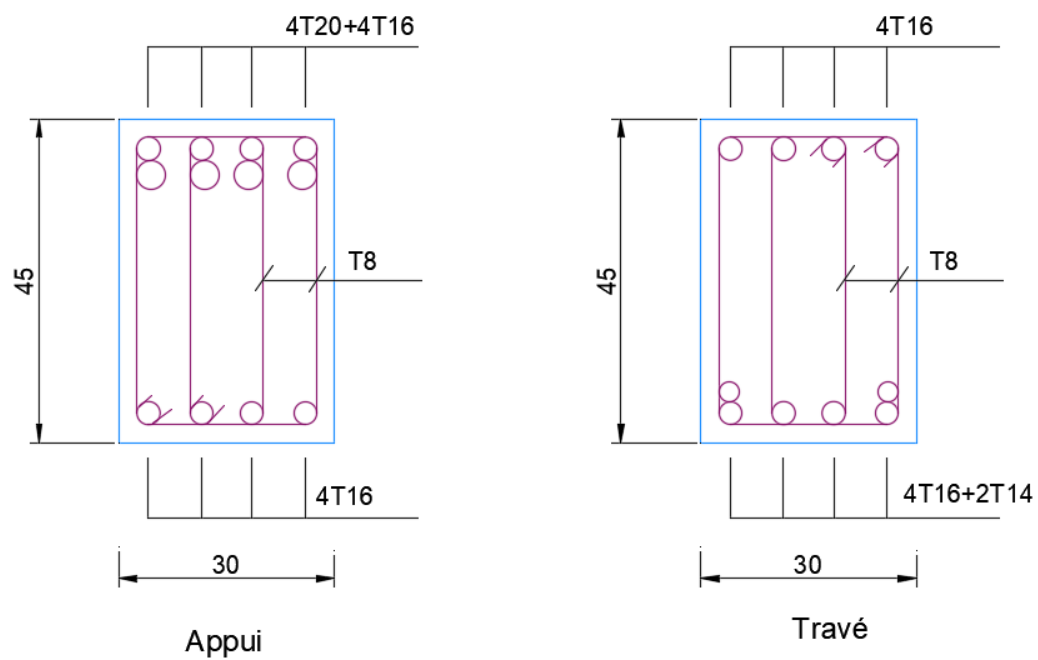


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses

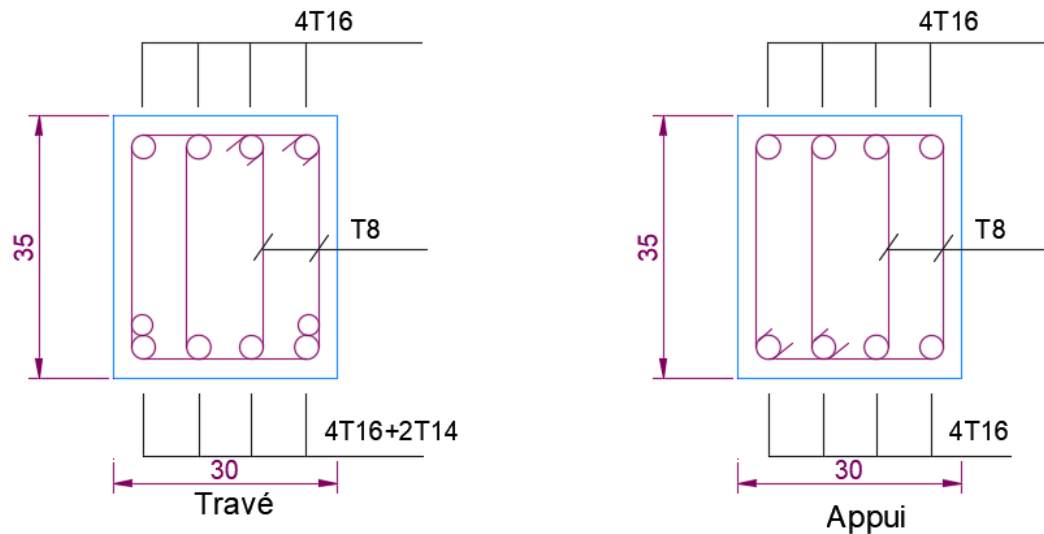


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses

V.4 Ferrailage des voiles :

D'après la RPA99 version 2003 (article 3.4.a1), chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone (IIa) doit être contreventée par des voiles

V.4.1 Généralités :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. Auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. Et appelés voiles.

V.4.2 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et 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 surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

• Le rôle des voiles de contreventement :

L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones Sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99 v2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Éloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

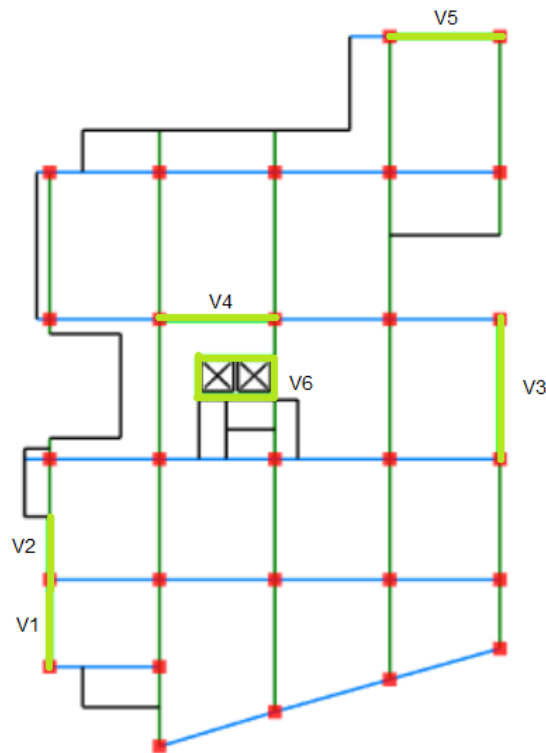


Figure V.5 : Disposition des voiles

Tableau V.27 : Les dimensions des voiles

Les Voiles	La longueurs (m)	L'épaisseur (m)
V1	4,15	0,2
V2	3	0,2
V3	6,66	0,2
V4	5,49	0,2
V5	5,24	0,2
V6	1,68	0,2

V.4.3 Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

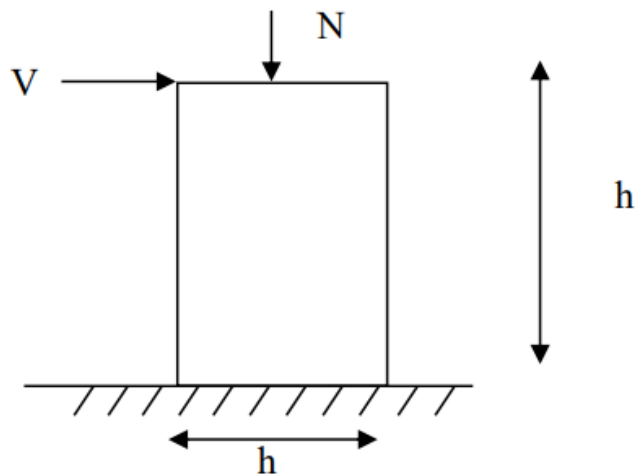


Figure V.6 : élément de section rectangulaire.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H

3- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

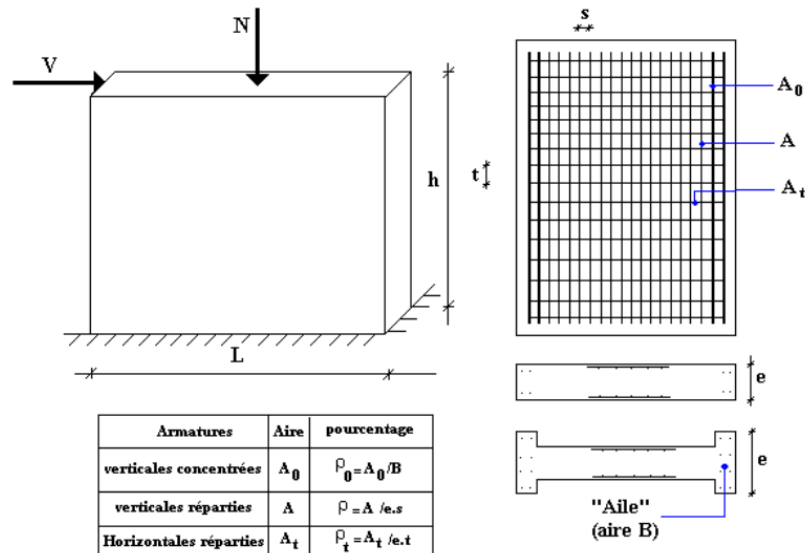


Figure V.7 : ferrailage classique du voile en béton armé

V.4.4 Armatures verticales :

Le calcul se fait à la flexion composée, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue **3 cas** :

- **1 er cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " SEC.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99 v2003**.

$A_{min} = 0,15\% \cdot e.L$

- **2 ème cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" SET.

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **RPA 99 v2003**.

- Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% e.L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **3 ème cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée SPC.

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.5 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing l$.

➤ **Remarque:**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$A_{min} = 0,15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0,10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

V.4.6 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir 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 **RPA99 v2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.4.7 Diamètre max des armatures :

D'après le RPA99, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

$D \leq 20/10 \Rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$

V.4.8 Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 v2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

On a :

$$S \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$.

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera : $S' = 10 \text{ cm}$

Donc, on va adopter un espacement égal à 10 cm.

V.4.9 Vérification de cisaillement :

D'après RPA99 v2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = \frac{1,4 T}{b_0 x d}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}.$$

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile $d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute.

Tableau V.28 : Vérification des voiles au cisaillement

Voile	$T_{\max}$ (KN)	τ_b [MPa]	$\overline{\tau_b}$ [MPa]	Observation
V1	1991,5	3,73	6,0	Vérifiée
V2	275,0	1,27	6,0	Vérifiée
V3	2535,0	2,96	6,0	Vérifiée
V4	2082,7	2,95	6,0	Vérifiée
V5	1485,4	2,20	6,0	Vérifiée
V6	1131,8	2,93	6,0	Vérifiée

V.4.10 Calcul de ferrailage :

- Exemple de calcul :

On va prendre l'exemple du voile V1 du RDC.

V.4.10.1 Armatures verticales :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2018.

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

D'où :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4,15}{2} = 2,075 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,15^3}{12} = 1,2 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,83 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{2227,1}{0,83} + \frac{6750,3 \times 2,075}{1,19} = 14,44 > 0$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} = \frac{2227,1}{0,83} - \frac{6750,3 \times 2,075}{1,19} = -9,08 < 0$$

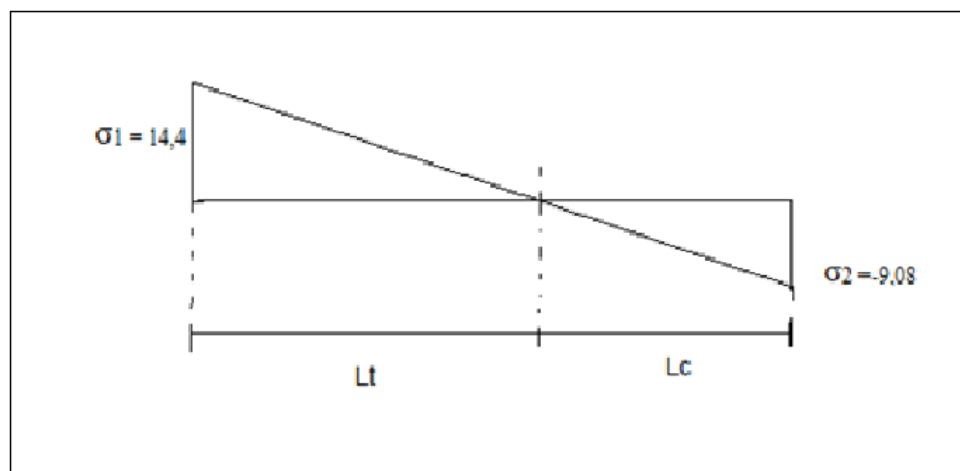


Figure V.8 : Les contraintes sur le voile

Calcul de L_t et L_c :

Avec :

L_c : Longueur de la zone comprimée.

L_t : Longueur de la zone tendue.

$$L = L_t + L_c$$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = \frac{14,44}{14,44 + 9,08} = 2,55 \text{ m}$$

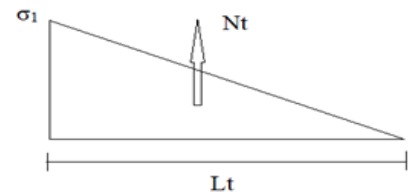
$$L_c = 1,60 \text{ m}$$

Calcul de A_{st} :

$$N_t = L_t \times a \times \frac{\sigma_{\max} - 0}{2} = 0,2 \times 2,55 \times \frac{14,44 - 0}{2} = 3680,5 \text{ Kn}$$

(N_t : résultante de la bande tendue)

$$A_{st} = \frac{N_t}{f_e} = \frac{3680,5}{500} = 73,61 \text{ cm}^2$$



La section du voile est partiellement comprimée, (SPC) donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Pour la Zon d'about :

D'après le **RPA99**, à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

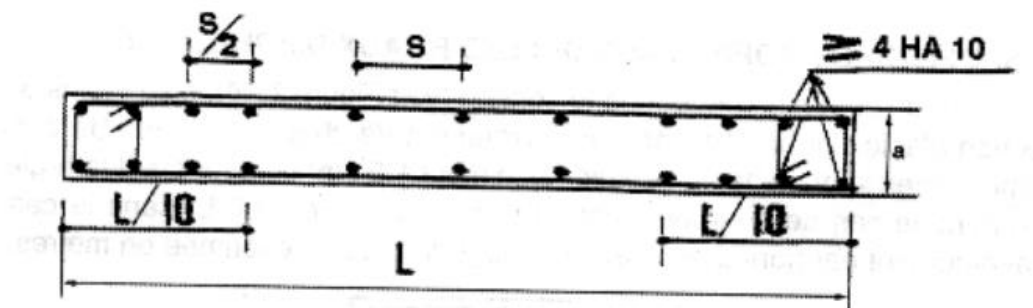


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

$$\sigma_{t(L/10)} = \frac{L_t - L_{T10}}{L_t} \times \sigma_1 = \frac{255 - 40}{255} \times 14,44 = 12,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t(L/10)}^{\text{moy}} = \frac{\sigma_{t(L/10)} + \sigma_1}{2} = \frac{12,1 + 14,44}{2} = 13,31 \text{ MPa}$$

$$N_{t(L/10)} = \sigma_{t(L/10)}^{\text{moy}} \times A_{(L/10)} = 13,31 \times 0,2 \times 0,415 = 1064,8 \text{ KN}$$

$$A_{ST,(L/10)} = \frac{N_{t(L/10)}}{f_e} = \frac{1064,8}{500} = 21,29 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales de RPA 99 [3] :

✓ Armatures minimales exigées par le [3] :

$$A_{S \text{ RPA}} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$A_{RPA} = 0,002 \times 0,2 \times 2,55 = 10,2 \text{ cm}^2$$

✓ Le pourcentage minimal D'après le [3] : (Art 7.7.4.3) :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 1,95 = 7,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 7,65 / (2 \times 2,55) = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_S = \max (A_S, A_{\min}, A_{RPA}) = 21,29 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

Les résultats des contraintes et le calcul des armatures verticale pour le reste des voiles seront recapituler dans le tableau suivant :

Remarque :

Les calculs ont été fait à l'aide du logiciel Excel.

Tableau V.29 : Calcul des armatures des voiles

Voile	N [kN]	M3 [kNm]	L [m]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\sigma_{\min}$ [MPa]	LT [m]	LC [m]	A _{ST} [cm ²]	A _{SC} [cm ²]	A _{ST,L/10} [cm ²]
V1	2227,1	6750,3	4,15	14,44	-9,08	2,55	1,60	73,61	14,41	21,29
V2	2383,0	229,2	1,68	9,53	4,66	1,68	0,00	47,66	0,00	7,39
V3	-2208,1	17944,0	6,66	10,48	-13,79	2,88	3,78	60,26	31,88	24,16
V4	-4190,5	12764,5	5,49	8,89	-16,52	1,92	3,57	34,14	30,16	16,75
V5	-1231,3	7006,3	5,24	6,48	-8,83	2,22	3,02	28,74	25,78	12,49
V6	3434,4	3275,9	3,00	16,64	-5,20	2,29	0,71	76,10	7,31	18,66

V.4.10.1 Armatures transversal :**Méthode de calcul des armatures horizontales :**

$$A_h \geq \frac{T \times E_p \times 1}{0,9 \times 0,9 \times f_e \times L}$$

$$A_h \geq \frac{1991,5 \times 1000 \times 200 \times 1}{0,9 \times 0,9 \times 500 \times 4150} = 2,37 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_h (\text{min-RPA}) = 0,15\% \times 20 \times 415 = 12,45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Remarque :

Pour les résultants des ferraillements horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.30 : Résultat de ferraillement horizontal.

Voile	Tmax (KN)	L [m]	E _p [m]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau b}$ [MPa]	A _h [cm ²]	A _{Smin} [cm ²]
V1	1991,5	4,15	0,20	3,73	6,0	2,37	12,45
V2	1131,8	3,00	0,20	2,93	6,0	1,87	9
V3	2535,0	6,66	0,20	2,96	6,0	1,88	19,98
V4	2082,7	5,49	0,20	2,95	6,0	1,87	16,47
V5	1485,4	5,24	0,20	2,20	6,0	1,4	15,72
V6	275,0	1,68	0,20	1,27	6,0	0,81	5,04

AS Adopté :

Pour la zone Tendue :

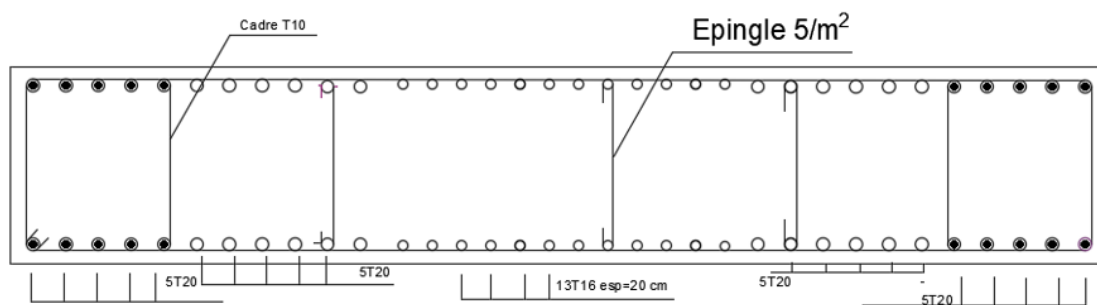
$$A_{s \text{ tendu}} = A_{s \text{ totale}} - A_{ST,(L/10)} = 73,61 - 21,29 = 52,32$$

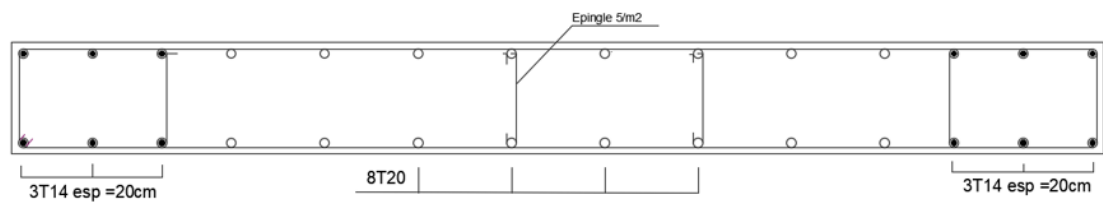
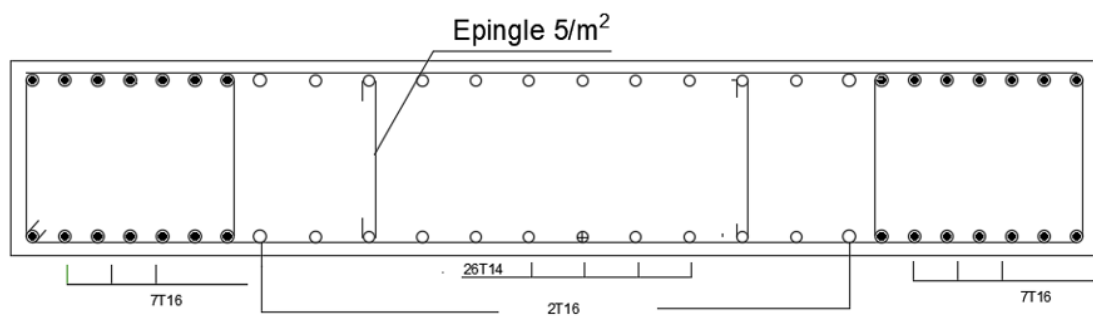
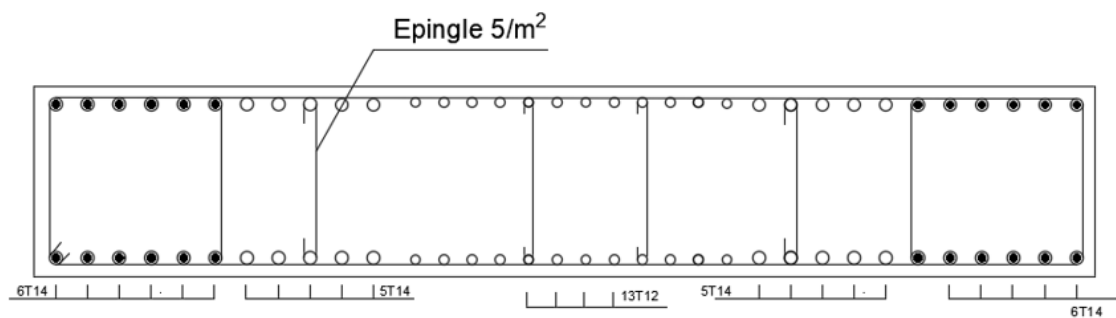
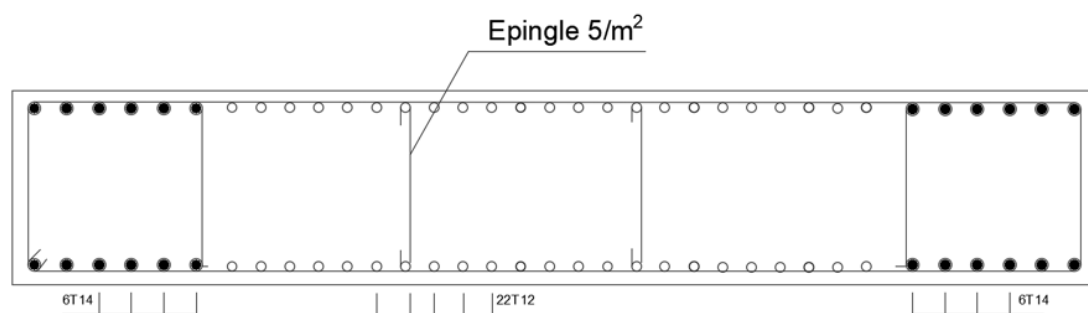
$$\frac{52,32}{2,15} \times 3,35 = 81,52 \text{ cm}^2 \text{ (On a calculé la section d'armature sur 1 mètre linéaire)}$$

$$N = \frac{L}{st} + 1 = \frac{3,35}{20} + 1 = 18 \text{ barres}$$

Tableau V.31 : Choix de ferrailage

Voile	Choix Longitudinale	AS Adapté [cm ²]	Choix L/10	A _{ST,L/10} [cm ²]	Choix Trans	AS Adapté[cm ²]
V1	2*(5T20+13T16)	83,68	2*5T20	31,42	12T12	13,57
V2	2*8T20	40,7	2*3T14	9,24	5T12	5,65
V3	2*(2T16+26T14)	88,12	2*7T16	28,15	18T12	20,36
V4	2*(10T14+13T12)	60,16	2*6T14	18,85	15T12	16,96
V5	2*22T12	49,72	2*6T14	18,85	14T12	15,83
V6	2*(8T20+5T16)	70,34	2*4T20	25,13	8T12	9,05

V.4.11 schéma de ferrailage :**VOILE 1**

**VOILE 2****VOILE 3****VOILE 4****VOILE 5**

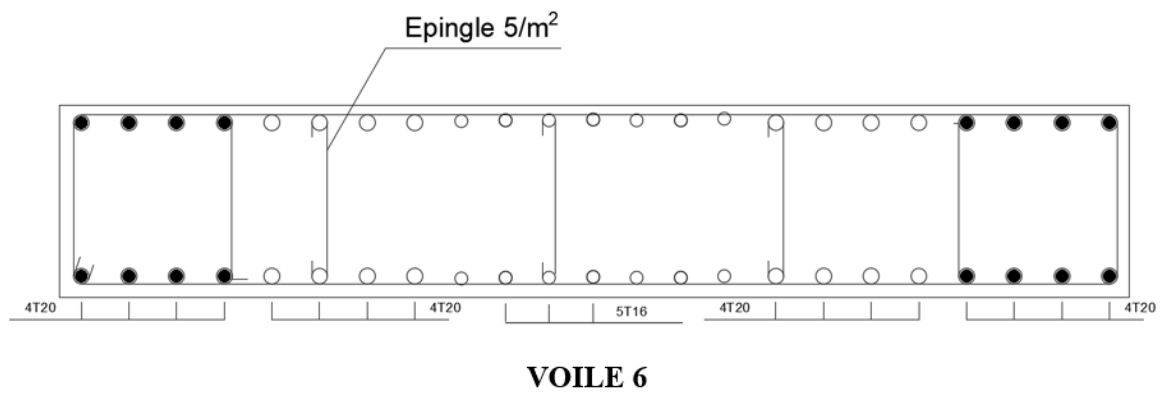


Figure V.10 : Schéma de ferrailage des voiles (V1,V2,V3,V4,V5 et V6)

CHAPITRES VI :

Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. (Selon le rapport de sol).

VI.3 Calcul des fondations :

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier les conditions suivantes : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.4 Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

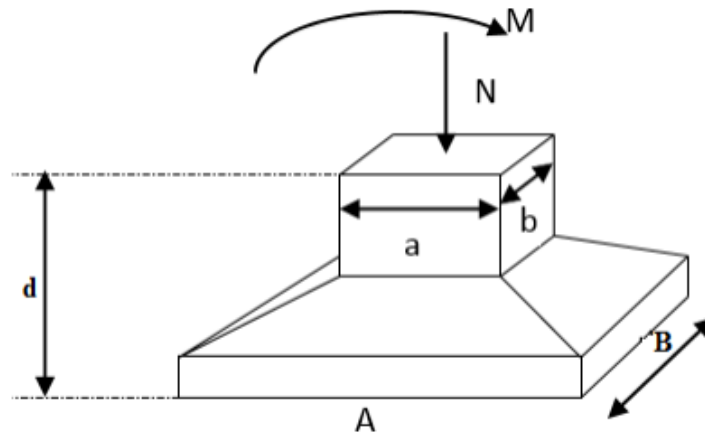


Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N = N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison $[G+Q]$.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{seml}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 2371.82 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{2371.82}{200} \Rightarrow S = 11.86 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{11.86} = 3.44 \text{ m} \Rightarrow B = 3.44 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5 \times B$

Tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 4,15 \text{ m} < 1,5 \times B = 5,16 \text{ m}$ ce n'est pas vérifiée

VI.5 Semelle Filante :

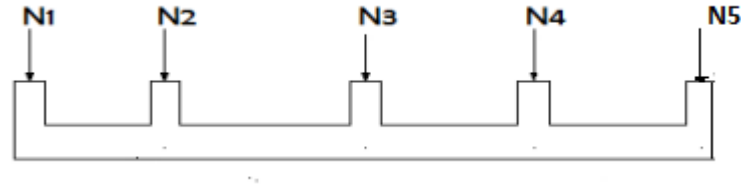


Figure VI.2 : Semelle filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$ B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$B = \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisis (m)	2xB	L min (m)	Vérification
1-1	9706,92	41,05	1,18	1,2	2,4	4,15	Vérifiée
2-2	16313,46	39,66	2,05	2,1	4,2	4,15	Non vérifiée
3-3	16295,87	38,16	2,13	2,2	4,4	4,15	Non vérifiée
4-4	14431,56	36,2	2,03	2	4	4,15	Vérifiée
5-5	10005,8	34,83	2,53	2,6	5,2	4,15	Non vérifiée

Il faut vérifier que :

$$L_{\min} \geq 2 \times B$$

Tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 4,15 \text{ m} < 2 \times B = 4,4 \text{ m}$ ce n'est pas vérifiée

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture. Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

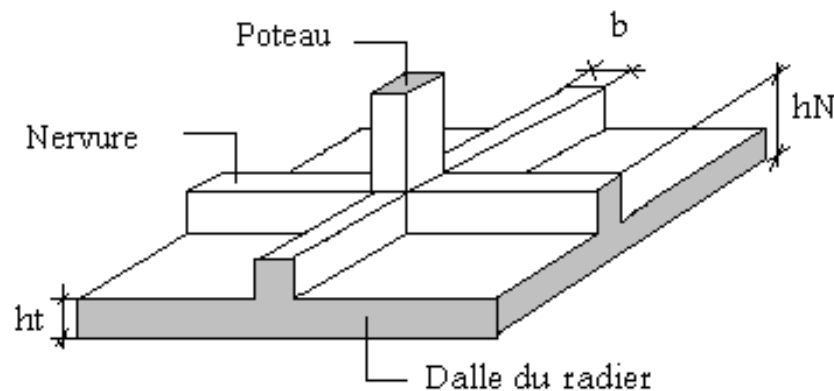
VI.6 Radier générale**VI.6.1 Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux



Figures VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 66903,8644 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 334,52 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 827.953 \text{ m}^2 > S_{nec}$ (S_b : la surface a calculé par AUTOCAD).

- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 819,09 \text{ m}^2$

VI.6.2 Pré dimensionnement de radier nervure :**1. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$: La longueur maximale entre les axes des poteaux

$L_{\max}=700 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$ On prend : **$h=50 \text{ cm}$**

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité.

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du s/sol (65x65)cm².

h : hauteur de radier.

Avec : $U_c=2(A+B)$

$A = a + h = 65 + 35 = 100\text{cm}$

$B = b + h = 65 + 35 = 100\text{cm}$

$U_c = 400\text{cm}$

$$h_2 \geq \frac{7357,0425 \times 10^3}{0,045 \times 4000 \times \frac{30}{1,5}} = 2043,62 \text{ mm}$$

$h_2 \geq 2043,62 \text{ mm}$

$h_2 = 205\text{cm} > h_1=25\text{cm}$

- Afin de vérifier le poinçonnement l'épaisseur de la dalle doit être supérieur a 205 cm ce qui est très couteux donc on va adopter un radier nervuré.

2. Nervure :**a. La largeur des nervures :****• Condition de coffrage :**

$$B > \frac{L_{max}}{10} = \frac{700}{10} = 70 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 75 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :**➤ Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 46,67 \leq h_N \leq 70$$

On prend : $h_N = 50 \text{ cm}$.

➤ Condition de rigidité :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} Le$ avec $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Bk}}$

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

E : Module d'élasticité du béton ($E = 20000 \text{ MPa}$).

b : Largeur de la semelle ($b = 75 \text{ cm}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne → $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$.

$$H_n = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times \left(\frac{2 \times 7000}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 133,34 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 135 \text{ cm}$$

➤ **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml}$

$N_u = N_{u1}$ (superstructure)

On a :

$$- N_u = 91763,73$$

$$- S_{\text{radier}} = 819,09 \text{ m}^2$$

$$- L_{\text{max}} = 7 \text{ m}$$

$$- b = 0,75\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \times b(0,9h)} \leq \bar{\tau}_u \\ h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \times b(0,9\bar{\tau})} = 19,36 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow h_n = 20\text{cm}$$

➤ **Résumé:**

-Epaisseur de la dalle du radier $h = 35\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure ($h_N=135 \text{ cm}$ et $b=75 \text{ cm}$)

VI.5.3 Caractéristiques géométriques du radier➤ **Position du centre de gravité**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 11,014\text{m} \\ Y_G = 7,0728 \text{ m} \end{array} \right.$$

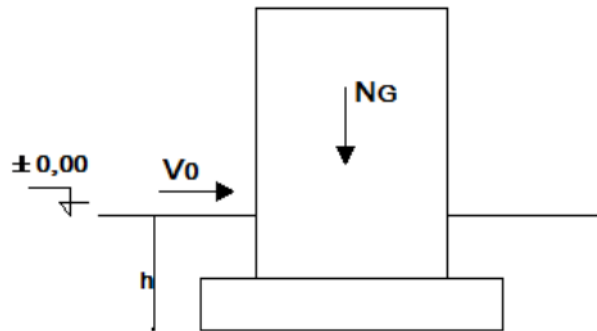
➤ **Moments d'inertie**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 122471,6326 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 31026,25572 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

VI.5.4 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résiste au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$



Figures VI.4: La charge verticale et l'effort tranchant

N : Charge verticale permanente.

$$N = N_1 + N_2$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} N_1 = 67085,863 \text{ kN} \\ N_2 : \text{ Poids propre du radier.} \\ N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 819,09 \times 0,5 = 10238,625 \text{ kN} \\ N = 77324,448 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

- $M_r = \sum M_0 + V_0 h$ (Moment de renversement dû aux forces sismique).

- M_0 : Moment à la base de la structure

$$\left[\begin{array}{l} M_{0x} = 3046,393 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 1248,3497 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure

$$\left[\begin{array}{l} V_{0x} = 1864,6216 \text{ kN} \\ V_{0y} = 2777,8476 \text{ kN} \end{array} \right.$$

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure : h = 4,15m.

Remarque :

M0 et V0 sont tirés à partir du fichier **ETABS**

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.2 : Résultats de calcul de la la stabilité du radier

N(kN)	M _{rx} (kN.m)	M _{ry} (kN.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
95105,05	10877,80	12776,42	0,14	0,17	5,35	10,0175	Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4, donc notre structure est stable dans les deux sens.

➤ **Calcul des contraintes :**

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser \text{ (super structure)}} = 278445,2951 \text{ kN}$

1. Sollicitation du premier genre

AP'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{66903,8644}{819,09} = 81,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 81,68 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

2. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

On vérifier que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

AL'ELU :

- $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 91763,73 \text{ KN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radie à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	113,01	111,05	112,52
Sens y-y	114,94	109,12	113,49
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}}$

ELS :

- $N_{\text{ser}} = 66903,8644 \text{ kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radie à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	82,66	80,70	82,17
Sens y-y	84,59	78,77	83,14
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}}$

Nous remarquons :

ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

ELS : La contrainte σ_1 et $\sigma_2 > 0$ est vérifiée donc pas de risque de soulèvement

Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

➤ **ELU** : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 113,89 \text{ kN/m}^2$

➤ **ELS** : $\sigma_{\text{ser}} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 83,14 \text{ kN/m}^2$

VI.6.5 Ferrailage de la dalle du radier**Détermination des efforts :**

- Si : $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$. La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive**

– **Moment en travée**

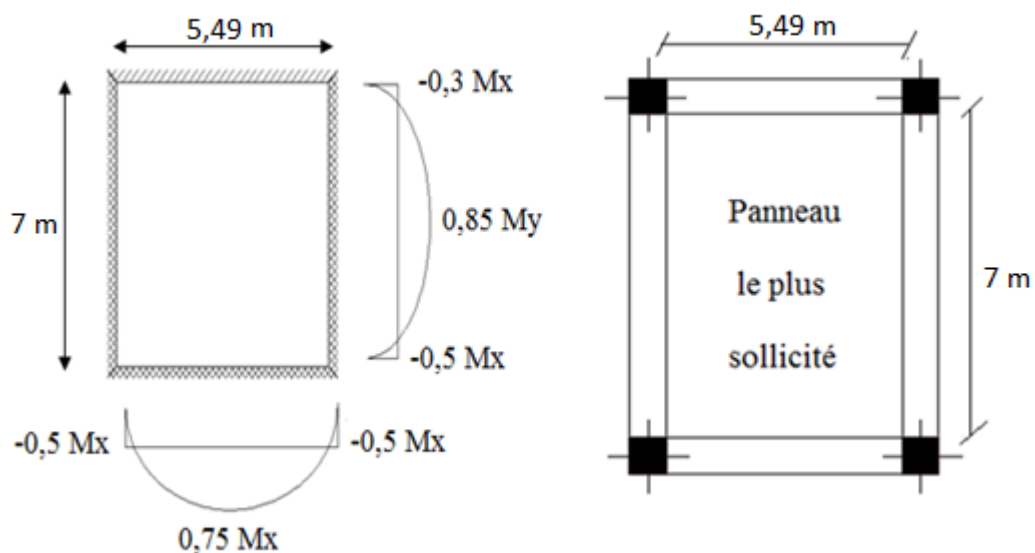
$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

– **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui).}$$



Figures VI.5: Le panneau le plus sollicité.

➤ **Panneau intermédiaire**

– **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

– Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

– Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

➤ Valeur de la pression sous radier

• ELU

$$q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 113,89 \text{ kN/m}$$

• ELS

$$q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 83,14 \text{ kN/m}$$

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x/L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,49	7	0,78	0,0584	0,5608	113,89	200,47	170,4	112,42	95,56	100,24

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,49	7	0,78	0,0650	0,6841	83,14	162,88	138,45	111,43	94,72	81,44

VI.5.6 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $f_{bc}=17 \text{ MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78 \text{ MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$
 $d=0,9h=45\text{cm}$

Tableau VI.7: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(kN.m)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	S_t
Travée	x-x	170,4	0,05	0,064	43,86	8,94	7T16	14,07	14
	y-y	95,56	0,028	0,035	44,37	4,96	7T16	14,07	14
Appui	x-x	100,24	0.029	0.037	44,34	5,2	7T16	14,07	14
	y-y								

➤ **Espacement**

$S_{tx} \leq \text{Min}(2h; 25cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(100cm; 25cm) = 25cm$, Pour les As parallèle à Lx.

$S_{ty} \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150cm; 33cm) = 33cm$, Pour les As parallèle à Ly.

• **Sens x-x**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28cm < 25cm$$

On prend: $S_t = 14cm$

• **Sens y-y**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28cm < 33cm$$

On prend : $S_t = 14cm$.

Vérifications nécessaires :➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,97cm^2 < 14,07cm^2$$

la condition est vérifiée.

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

Tableau VI.8: Vérification des contrainte

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	170,4	14,07	11,83	287394,0398	7,014	18	295,01	250	Non vérifie
	y-y	95,56	14,07	11,83	287394,0398	3,94	18	165,43	250	Vérifie
Appuis	x-x	100,24	14,07	11,83	287394,0398	4,13	18	173,82	250	Vérifie
	y-y									

Les contraintes n'étant pas vérifiées, nous avons augmenté la section des aciers

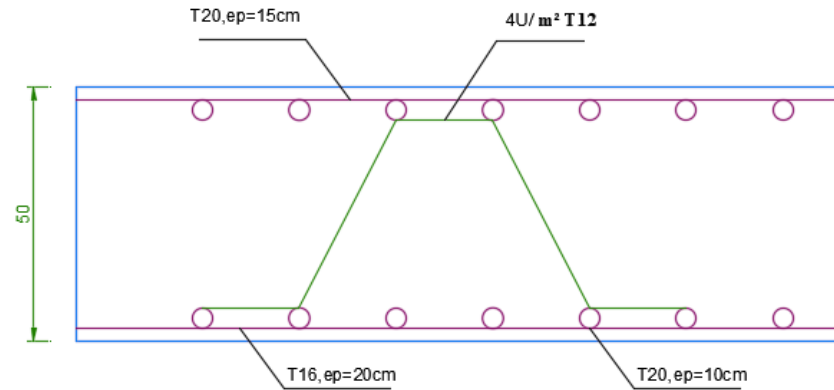
Tableau VI.9 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN.m)	M	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	170,4	0,05	0,064	43,86	8,94	7T20	21,99	14
	y-y	95,56	0,028	0,035	44,37	4,96	7T16	14,07	14
Appui	x-x	100,24	0.029	0.037	44,34	5,2	7T16	14,07	14

Tableau VI.10: Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	170,4	21,98	14,24	408206,52	6,011	18	194,77	250	Vérifie
	y-y	95,56	14,07	11,83	287394,04	3,94	18	165,43	250	Vérifie
Appuis	x-x	100,24	14,07	11,83	287394,04	4,13	18	173,82	250	Vérifie

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées.



Figures VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier.

b. Ferrailage des nervures**1-Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

2-Calcul des armatures

Les données : $b = 70\text{cm}$; $h = 135\text{cm}$; $d = 121,5\text{cm}$;

Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)

$L = 7\text{ m}$; $P = 113,89\text{ kN/ml}$;

Tableau VI.11: Ferrailage des nervures.

	M_u (kNm)	M	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	592,94	0,034	0,043	119,41	11,43	6T20	18,85	9
Appuis	348,79	0,02	0,025	120,29	6,67	6T16	12,06	9

Vérifications nécessaires➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,39\text{cm}^2 < 12,06\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :****Tableau VI.12: Vérification des contraintes**

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	432,85	18,85	26,73	2587223,521	4,47	18	237,83	250	Vérifiée
	y-y	432,85	18,85	26,73	2587223,521	4,47	18	237,83	250	Vérifiée
Appuis	x-x	254,62	12,06	21,92	1820166,97	3,07	18	208,95	250	Vérifiée
	y-y	254,62	12,06	25,24	2785937,14	3,07	18	208,95	250	Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \\ T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{113,89 \times 7}{2} = 398,62 \text{ kN} \\ \tau_u = \frac{398,62 \times 10^3}{750 \times 1215} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage transversal :**

Selon le règlement [1] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

Selon le règlement [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right)$$

$$= 30\text{cm} \dots \text{Zone nodale.} \quad \text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 2,5\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 67,5 \text{ cm} \dots \text{Zone courante}$$

Donnée : $f_e = 500\text{MPa}$; $\tau_u = 0,44 \text{ MPa}$; $f_{28} = 2,4\text{Mpa}$; $b = 75\text{cm}$; $d = 121,5 \text{ cm}$.

On trouve :

- $S_t = 15\text{cm} \dots \text{Zone nodale}$
- $S_t = 20\text{cm} \dots \text{Zone courante.}$

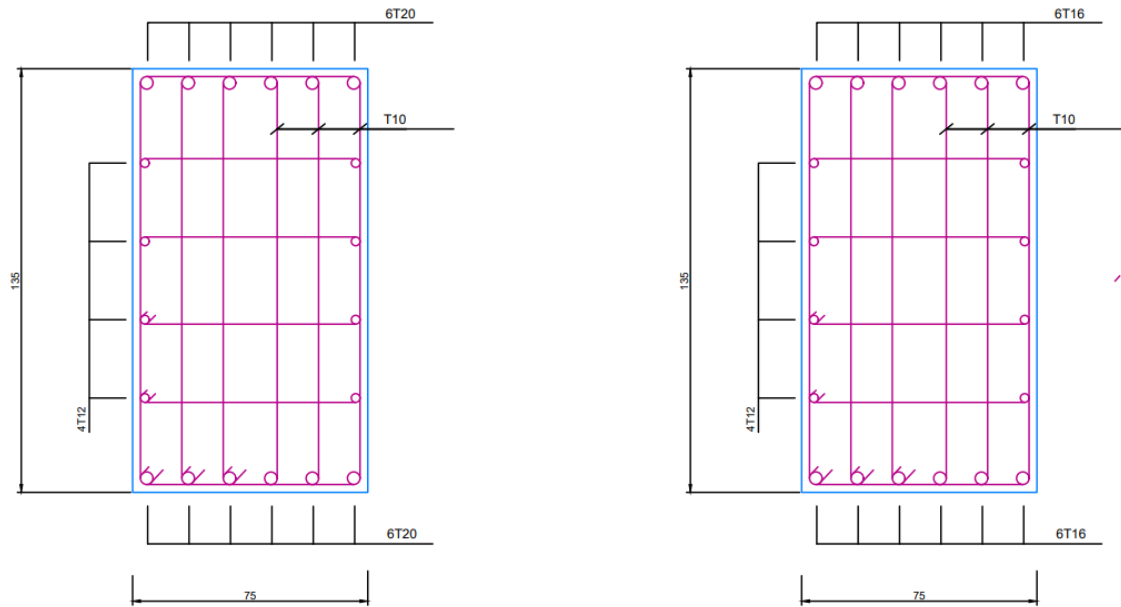
Tableau VI.13 : Ferrailage transversal et l'espacement.

	St(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Zone nodale	15	2,025	6T10	4,71
Zone courante	20	2,7	6T10	4,71

➤ Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau, $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,35 = 4,05 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend : **4T12 = 4,52cm²**



Figures VI.7 : Ferrailage des nervures.

VI.7 Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VI.7.1 Prédimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, il faut que :

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Épaisseur $e \geq 15\text{cm}$

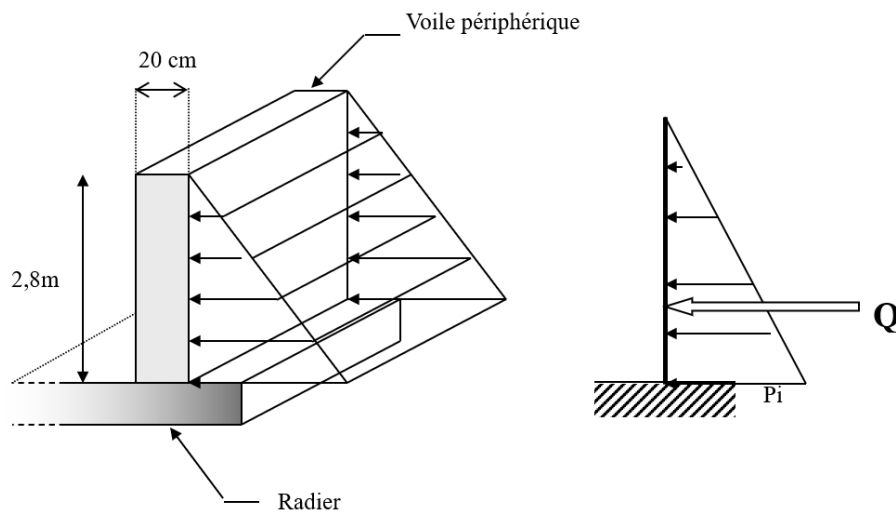
- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20$ cm (Section du voile).

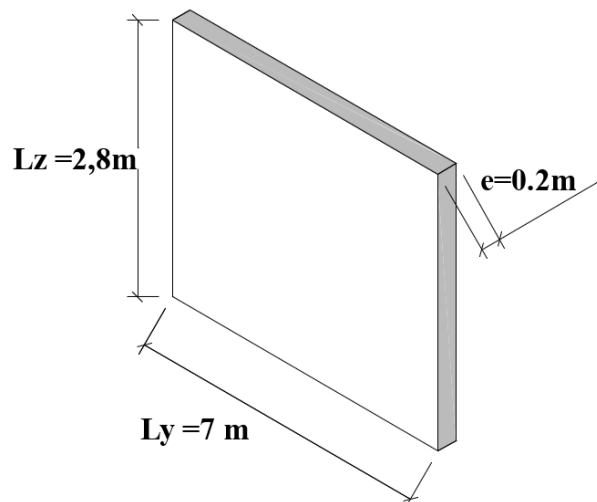
VI.7.2 Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_z = 2,8$ m ; $L_y = 7$ m.



Figures VI.8 : Schéma statique.



Figures VI.9: les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable)

La charge de poussées des terres est donnée par : $P_i = k_0 \times \gamma_d \times H$

Avec :

- P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- k_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right]$.
- γ_d = Poids spécifique des terres ($\gamma_d=20,00\text{kN/m}^3$).
- H = Hauteur du voile ($H=2,8\text{m}$).

- ϕ : Angle de frottement interne du remblai = 28°

$$\phi = 28^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,195$$

$$\text{Donc : } P_i = K_0 \times \gamma_d \times H = 10,92\text{kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 \times P_i = 14,74 \text{ kN/ml}$$

VI.7.3 Effort dans la Dalle

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,4 > 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_z = 0,1101$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_z = \mu_z P_u L_z^2 = 12,72 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 3,18 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée**

- $M_{tz} = 0,85 M_z = 10,81 \text{ kN.m}$

- $M_{ty} = 0,85 M_y = 2,7 \text{ kN.m}$

- **Moment sur appuis**

- $M_{az} = M_{ay} = 0,5 M_z = 6,36 \text{ kN.m}$

VI.7.4 Calcul du Ferrailage

Les données : $b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	z-z	10,81	0,02	0	0,025	17,82	1,4	5T12	5,65	15
	y-y	2,7	0,005	0	0,0062	17,96	0,78	5T12	5,65	15
Appuis	z-z, y-y	6,36	0,011	0	0,014	17,9	0,78	5T12	5,65	25

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,97 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Condition exigée :

Le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes [1].

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.5 Vérifications :

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_z = \frac{q_u L_z L_y}{2L_z + L_y} = 22,93 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_z}{3} = 13,76 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_z; T_y) = 22,93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{22,93 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,13 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ Vérification à l'ELS

1. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,4 > 0,4 \Rightarrow \mu_z = 0,1101 ; \mu_y = 0,2500$$

$$P_{\text{ser}} = 10,92 \text{ kN/ml}$$

$$M_z = \mu_z P_{\text{ser}} L_z^2 = 9,43 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 2,36 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

- $M_{tz} = 0,85 M_z = 8,02 \text{ kNm}$

- $M_{ty} = 0,85 M_y = 2 \text{ kNm}$

- **Moment sur appuis**

- $M_{az} = M_{ay} = 0,5 M_z = 4,72 \text{ kNm}$

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.15: Vérification des Contraintes à l'ELS.

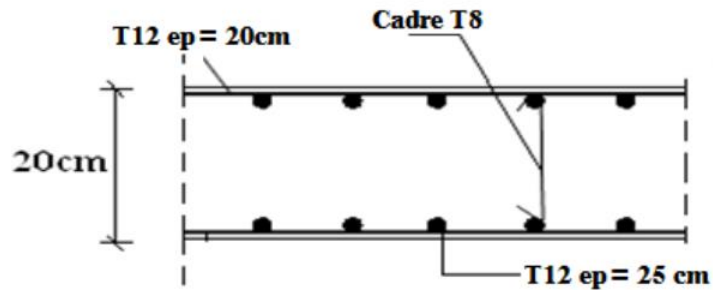
	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	z-z	8,02	5,65	5,39	24584,40	1,76	18	61,71	250	Vérifié
	z-z	2	5,65	5,39	24584,40	0,44	18	15,39	250	Vérifié
Appuis	z-z, y-y	4,72	5,65	5,39	24584,40	1,04	18	36,32	250	Vérifié

➤ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3] :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_z} \geq \frac{M_t}{20 M_z} \\ \frac{h}{L_z} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,071 > 0,0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,071 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 3,14 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

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

VI.7.5 Ferraillage du Voile Périphérique :**Figures VI.10:** Schéma de ferraillage voile**VI.8 Conclusion :**

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation, elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondations.

Nos données nous a permis de choisir le radier général comme type de fondations convenable, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de réaliser des apprentissages théoriques durant le cycle de formation tout en apprenant diverses techniques, concepts et réglementations liés à notre sujet. Nous avons réalisé l'importance d'analyser minutieusement la structure avant de la calculer car en effet, cette analyse nous a permis une meilleure conception parasismique.

Le but de ce mémoire était, un dimensionnement détaillé de tous les éléments et la meilleure approche pour maintenir les normes de sécurité afin d'assurer la stabilité de notre travail.

En effet, cette étude a recensé toutes les données et logiciels de calcul (ETABS 2018 ; AutoCAD), ainsi que les règlements et les ressources génie civil (**RPA99 version 2003, DTR,BAEL91**) ayant un impact direct sur le choix des solutions, le budget, les délais, ainsi que sur la qualité et les performances recherchées.

Pour nous, donc, la principale question était de mettre en pratique les connaissances acquises au cours des cinq années d'étude dans l'étude de notre ouvrage. Nous avons pris comme base les règlements : **RPA99 v2003 ; CBA93 et BAEL91**, pour le prédimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment (R+8).

Ce projet a permis aussi d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction le bâtiment, est implanté dans la wilaya de BLIDA considérée comme une zone de forte sismicité (zone III).

Une modélisation 3D a dû être réalisée à l'aide du logiciel ETABS 2018. Pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Après tout, nous ne prétendons pas avoir complètement résolu le problème posé, mais nous sommes également convaincus que la recherche que nous avons préparée n'est que la première étape à la fois d'une carrière professionnelle et d'une recherche approfondie

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE :

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] : **BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] : **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] : **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] : **D.T.U " EUROCODE 2"**

➤ **Logiciels utilisés :**

- ETABS 2018Analyse des structures
- AUTOCAD 2017.....Dessin, calcul surface de bâtiment
- EXCEL 2021Calcul.
- WORD 2021.....Traitement du texte.
- SOCOTEC (calcul de ferrailage des sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple, vérification a l'Els , vérification de la flèche

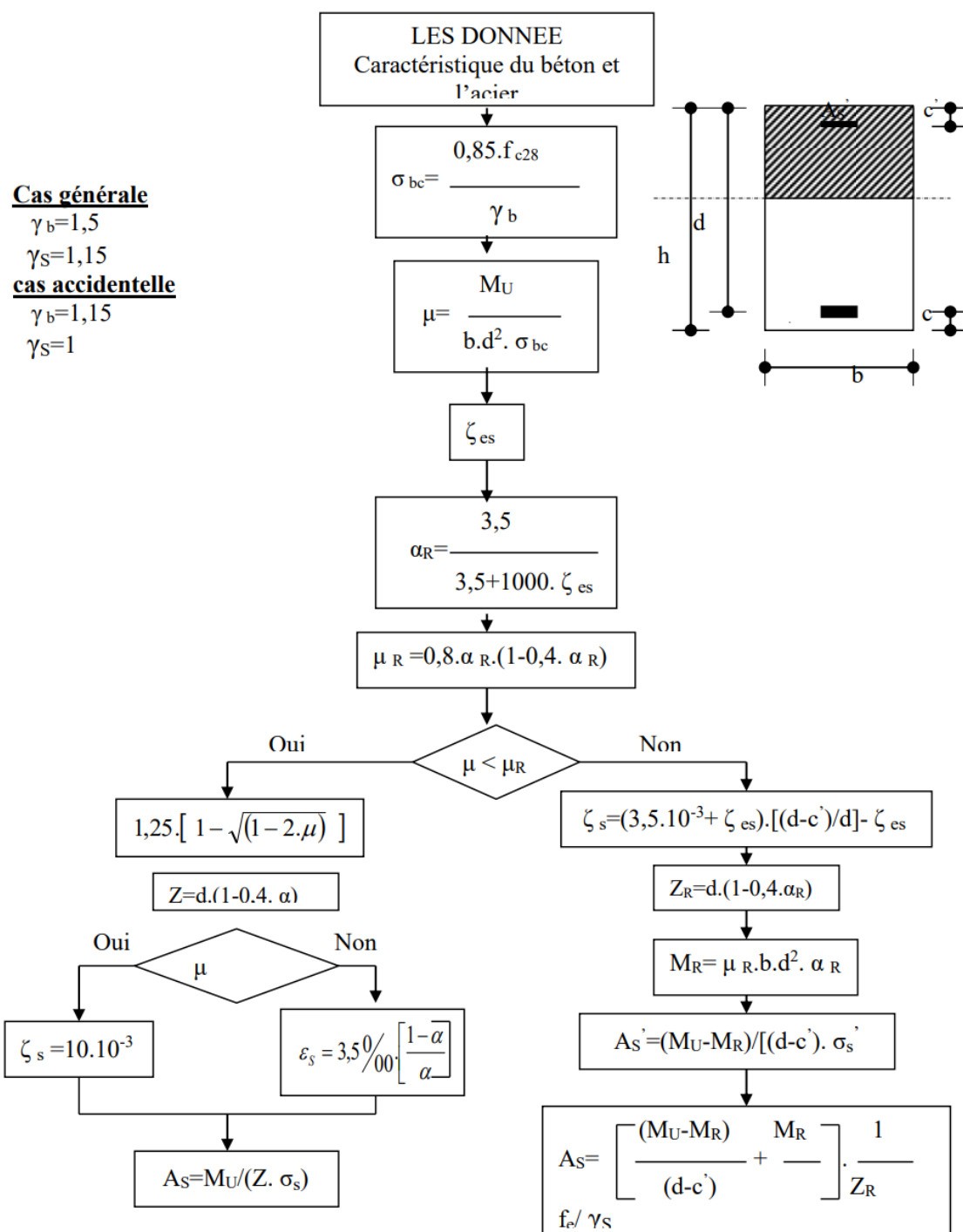
ANNEXES

A

Tableau des sections des barres indépendantes

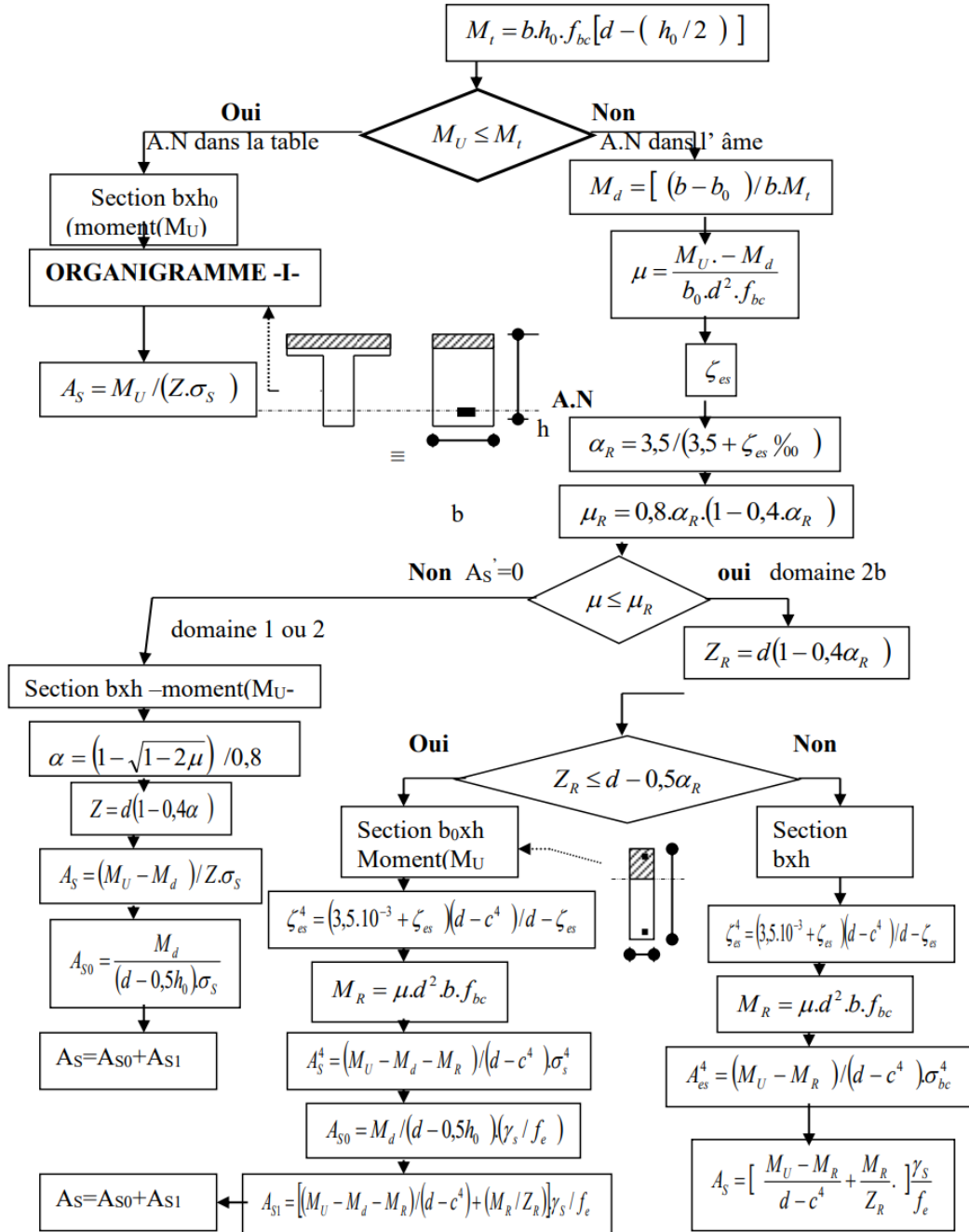
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,1 
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

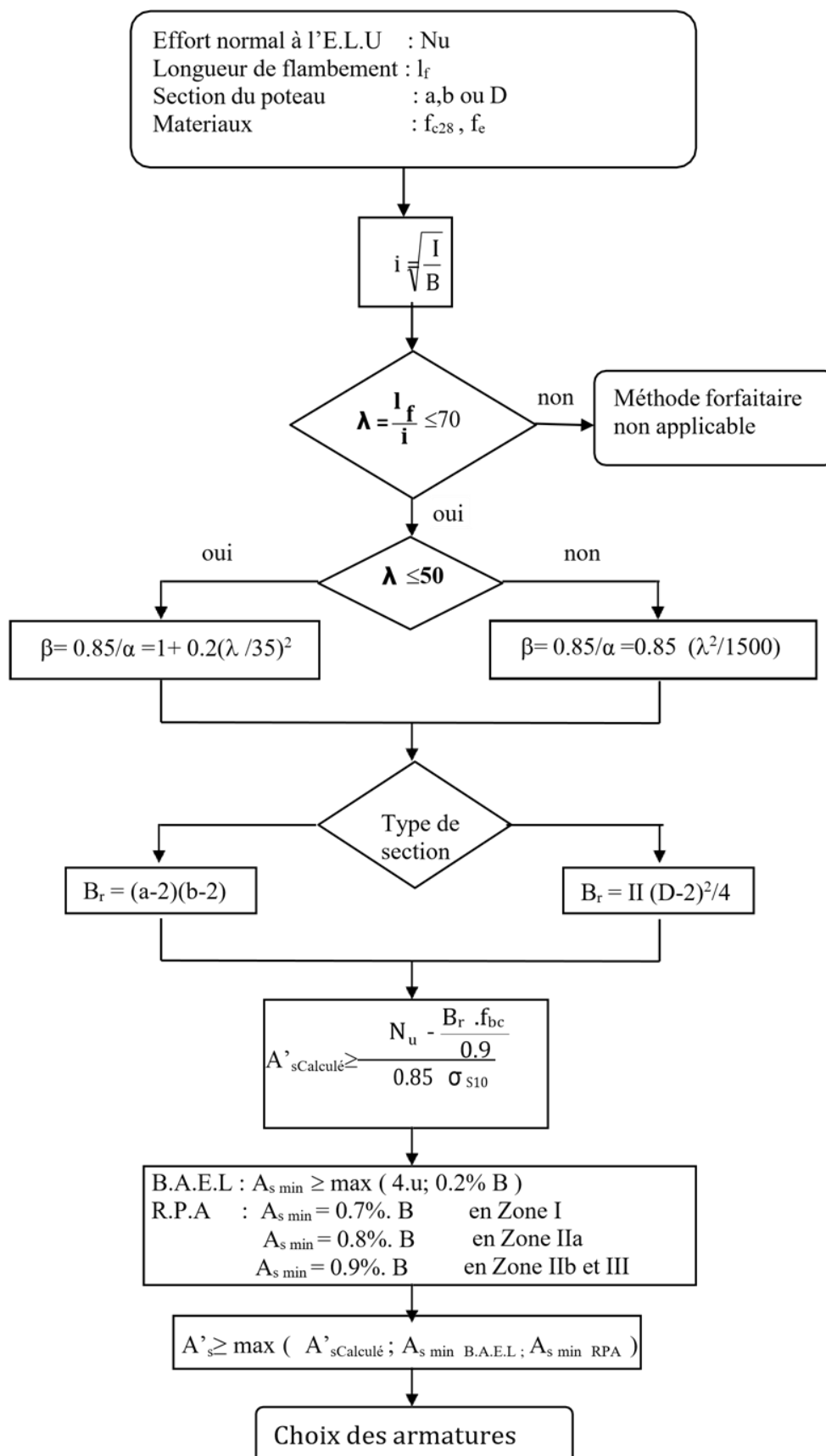
ORGANIGRAMME -I **SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U**



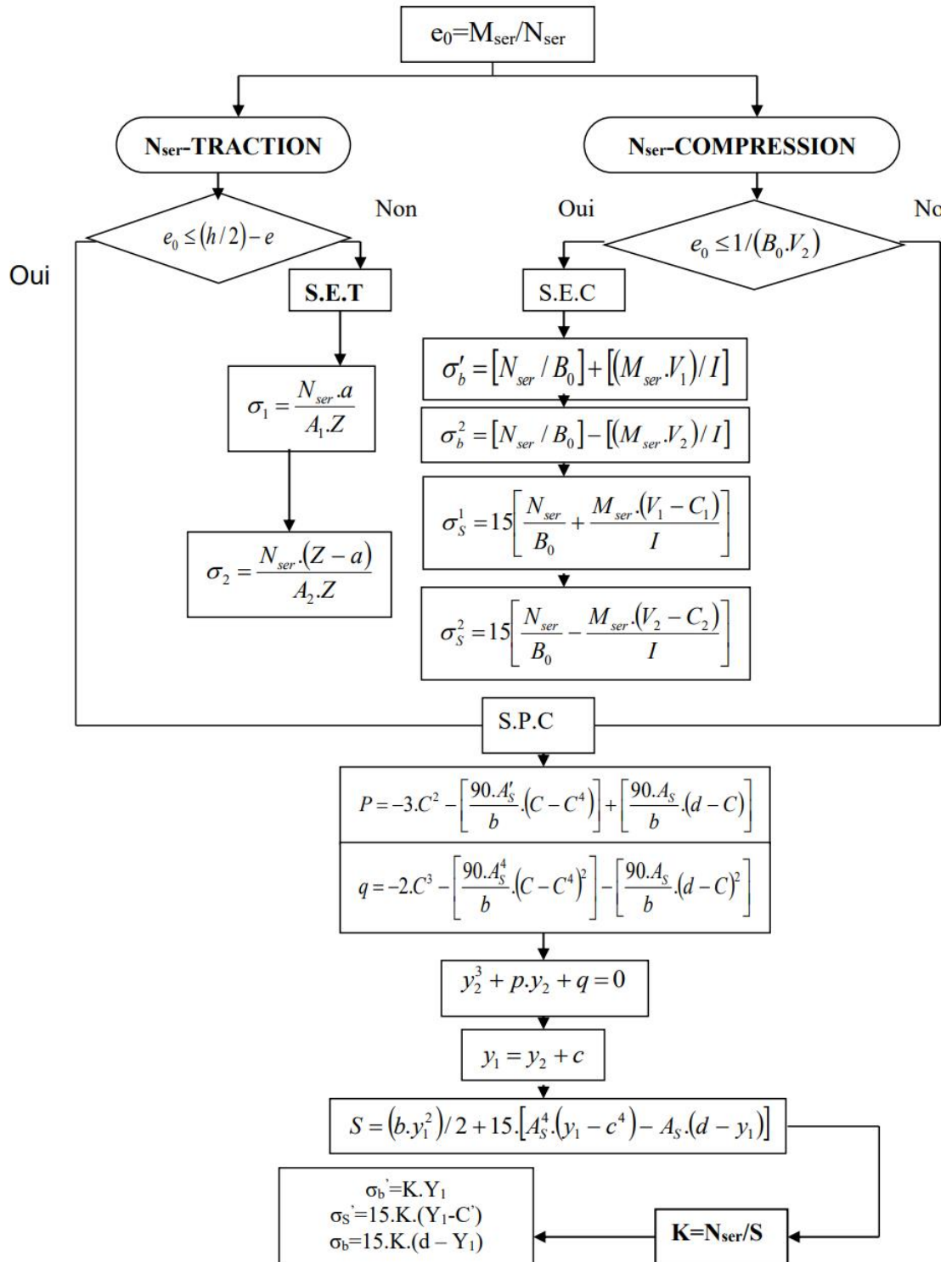
RGANIGRAMME -II

CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U

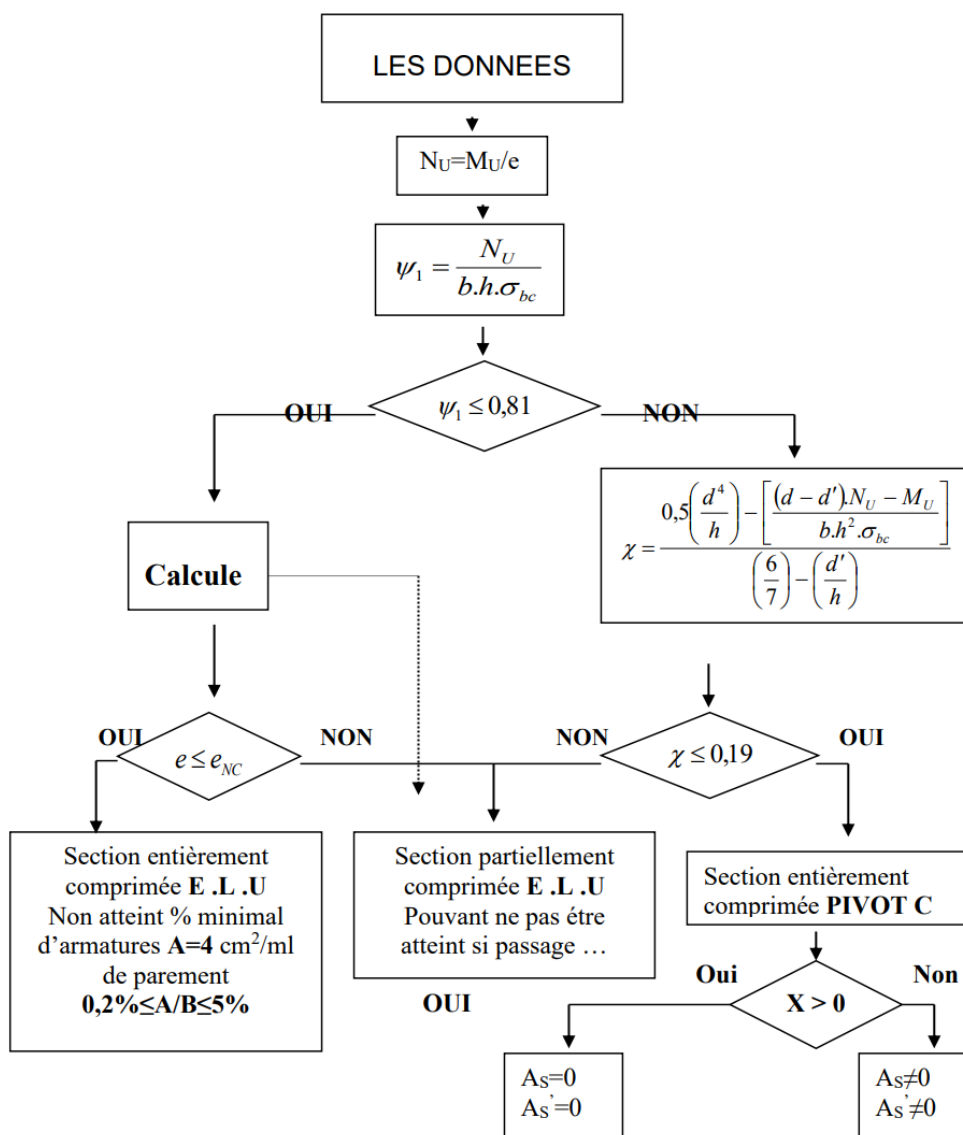
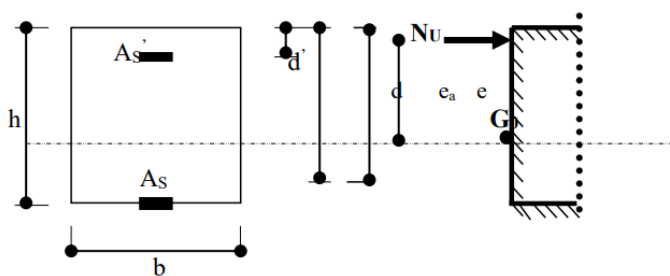


Vérification du flambement :

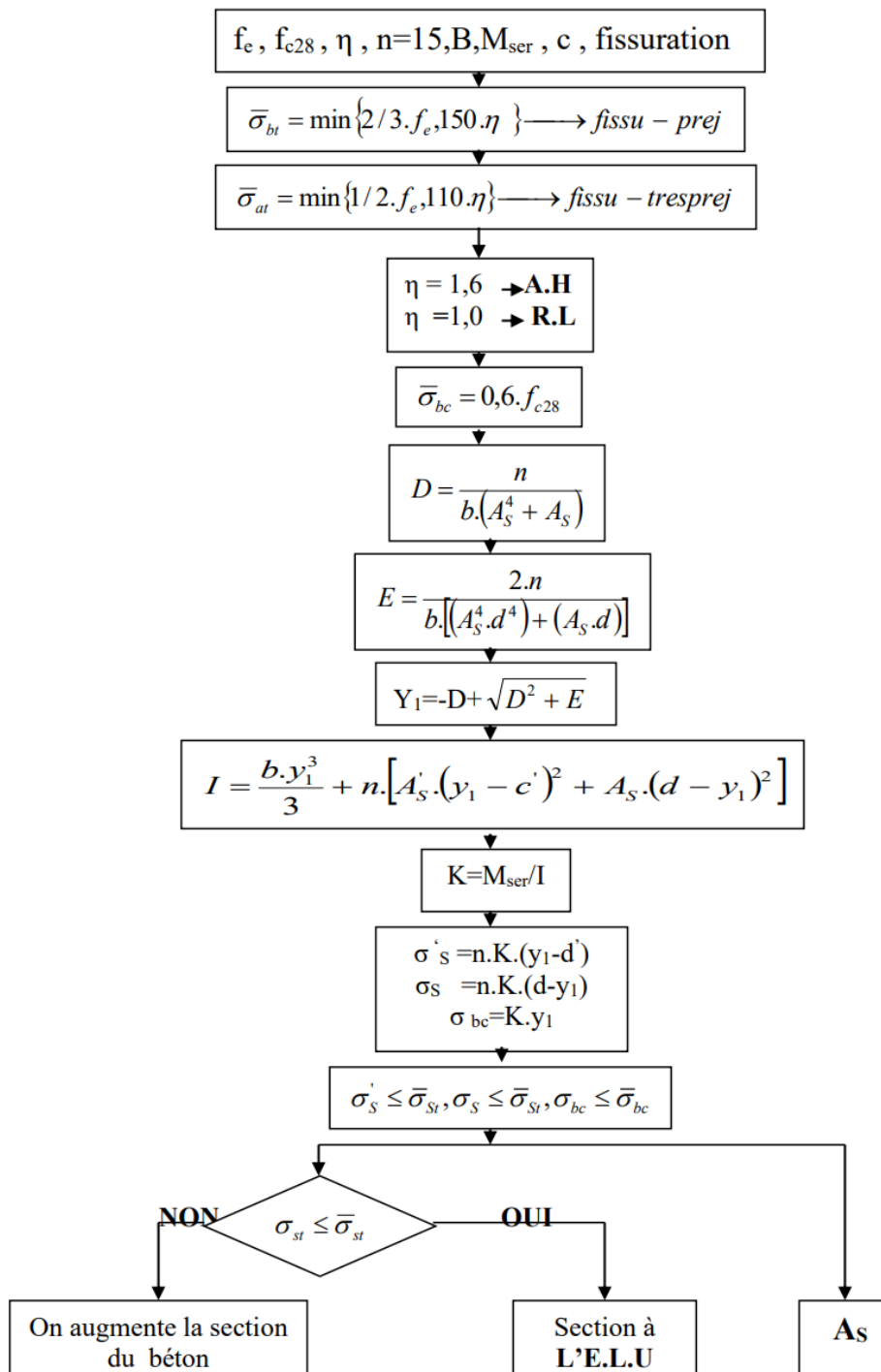
**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-**



**ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**

