



Faculty of Sciences and Technology
Civil Engineering Department

كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil
Option : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC+8
étages avec sous-sol à usage
multiple**

Présenté par :
SAIDANI Nacéra
HAMMOU Ouissem

Soutenu le 26/06/2024 devant le jury composé de :

M ZELMAT Yassine

Président :

Université de Mostaganem

M REZIGUA Ahmed

Encadrant :

Université de Mostaganem

M AYAD Tayeb

Examineur :

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024

Remerciements

*Avant tout nous remercions **ALLAH** le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

Un grand merci à nos parents sans qui ce projet n'aurait pu être concrétisé.

*Nous adressons nos remerciements à Docteur **REZIGUA Ahmed** qui en tant que directeur de mémoire c'est toujours montré à l'écoute et très conseiller, merci à lui pour son entière disponibilité pour la réalisation de ce travail.*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département **GENIE CIVIL** pour leurs rôles important dans notre formation.*

*Mes remerciements aux membres de jury **Dr AYAD Tayeb** et **Dr ZELMAT Yassine** qui nous feront l'honneur d'examiner et d'évaluer notre travail.*

Merci à tous nos amis, proches, famille ainsi que tous ceux qui de près ou de loin contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A ma chère mère,
A mon cher père,*

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir pour que je puisse atteindre mes objectifs.

*A mes frères, Walid et Abed elnnour
A ma chère sœur, Assia
Pour ces soutiens moraux et leurs conseils.*

*A mes chères amies, Ines, Sanaa, Ouissem, Wided, Ibtissem et Sarra
Qui m'ont aidé et supporter dans les moments difficiles.*

*A toute ma famille SAIDANI
Puisse ALLAH vous donne santé, bonheur, courage et la réussite.*

SAIDANI Nacéra

Dédicace

Tout d'abord, je remercie ALLAH, notre créateur de m'avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.

*Je dédie ce travail à **ma mère**, la source de tendresse et la lumière qui guide mes routes et qui m'emmène aux chemins de la réussite, pour tous ses sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.*

*A **mon père** que je le remercie énormément pour ses efforts, ses conseils et sa surveillance.*

A mes chers frères et sœurs : NADJIB, CELIA, AMINE, LILIA.

A mon meilleurs amies : NACERA, WIDED, SANAA, SARRA, IBTISSEM.

Je remercie également tous les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner et d'apporter leur jugement critique sur notre modeste travail.

A tout ce que je connais sans exceptions.

A tous mes enseignants sans exceptions.

Enfin, j'offre mes bénédictions à tous ceux qui m'ont soutenu dans l'accomplissement de ce travail.

HAMMOU Ouissem

Résumé

Ce projet propose une étude détaillée de l'achèvement d'un bâtiment résidentiel avec un étage souterrain dédié aux places de parking + un rez-de-chaussée pour les commerces + 8 étages supérieurs pour l'hébergement.

Le bâtiment est situé à CHLEF, classé sous la zone sismique III, selon le centre national de recherche pour l'ingénierie de la résistance sismique.

En utilisant les nouvelles règles de calcul et de vérification du béton armé (BAEL91, RPA99 version 2003), cette étude se compose de quatre parties :

Partie I : Description générale du projet et affichage des caractéristiques des matériaux utilisés.

Partie II : Pré dimensionnement et descente de charges

Partie III : Etude des planches.

Partie IV : Etude des éléments non structuraux

Partie V : Etude dynamique du bâtiment par logiciel de calcul.

Partie VI : Etude des portiques

Partie VII : Etude des voiles

Partie VIII : Etude de fondation

Mots clés : Bâtiment, matériaux, fondations, béton armé, mur.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية مكونة من طابق تحت أرضي مخصص لأماكن وقوف السيارات + طابق أرضي للمحلات التجارية + 8 طوابق علوية مخصصة للسكن.

LEAB, V99/APR91 باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة 2003.

: تتكون هذه الدراسة من ثمانية أجزاء

جزء الأول: وصف عام عن المشروع وعرض خصائص المواد المستخدمة ثم اعطاء الابعاد الاولية للعناصر وحمولة كل عنصر

جزء الثاني: دراسة ابعاد العناصر الإنشائية مثل (الروافد والاعمدة والبلاطات والجدران الإنشائية)

جزء الثالث: دراسة الارضيات

جزء الرابع: دراسة العاصر الثانوية (مصعد والدرج والشرفة)

جزء الخامس: دراسة الزلزالية للمشروع باستخدام برنامج للحساب

جزء السادس: دراسة وتحديد تسليح الروافد والاعمدة.

جزء السابع: تحديد تسليح الجدران الإنشائية والجدران الإنشائية الأرضية

جزء الثامن: تحديد نوع البنية التحتية.

كلمات مفتاحية: البناء، المواد، الاساسات، الخرسانة المسلحة، الجدران.

Abstract

This project proposes a detailed study of the completion of a residential building with an underground floor dedicated to parking spaces + a ground floor for shops + 8 upper floors for accommodation.

The building is located in CHLEF, classified under the seismic zone III, according to the National Research Centre for Seismic Resistance Engineering.

Using the new rules for calculation and verification of reinforced concrete (**BAEL91, PRA99 version 2003**)

This study consists of parts:

Part I: General description of the project and display of the characteristics of the materials used, then give the initial dimensions of the elements and the load of each element.

Part II: pre dimensioning of the structure and the descent of the loads.

Part III: study of

Part IV: study and devoted to secondary elements

Part V: dynamic study of the building

Part VI: includes on study of building (columns, joists)

Part VII: study of the walls

Part VIII: study of the foundation.

Key words: building, materials, foundations, steel concrete, wall.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

I.1	Introduction :	3
I.2	Implantation de l'ouvrage :	3
I.3	Présentation de l'ouvrage :	3
I.4	Les caractéristiques géométriques :	3
I.5	Plans :	4
I.6	Elément de l'ouvrage :	6
I.6.1	Ossature :	6
I.6.2	Plancher :	7
I.6.3	Les voiles :	7
I.6.4	Les escaliers :	7
I.6.5	Terrasse :	8
I.6.6	Maçonnerie :	8
I.6.7	Le revêtement :	8
I.6.8	Acrotère :	9
I.6.9	La cage d'ascenseur :	9
I.6.10	Les fondations :	9
I.7	Caractéristique mécanique des matériaux :	10
I.7.1	Le béton :	10
I.7.2	Aciers :	15

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments.

II	Introduction :	20
II.1	Prédimensionnement des éléments non structuraux :	20
II.1.1	Les planchers :	20
II.1.1.1	Plancher à corps creux :	20
II.1.1.2	Plancher à dalle pleine :	21
II.1.2	Pré dimensionnement des poutrelles :	22

II.1.3	Les escaliers :.....	23
II.1.4	Les balcons :	27
I.1.5	L'ascenseur :	27
II.1.5.1	<i>Pré dimensionnement d'ascenseur</i> :	27
II.1.6	L'acrotère :	27
II.2	Pré dimensionnement des éléments structuraux :	28
II.2.1	Pré dimensionnement des poutres :	28
II.2.1.1	<i>Les poutres principales</i> :	28
II.2.1.2	<i>Les poutres secondaires</i> :	29
II.2.2	Pré dimensionnement des voiles :	29
II.2.3	Descente de charge :	31
II.2.4	Pré dimensionnement des poteaux :	35
II.3	Conclusion :	42

CHAPITRE III: Eude des planchers.

III.1	Introduction :	44
III.2	Plancher à corps creux :	44
III.2.1	Ferraillage de la dalle de compression :	44
III.2.2	Etude des poutrelles :	45
III.2.2.1	<i>Evaluation des charges</i> :	46
III.2.2.2	<i>Déterminations des sollicitations</i> :	47
III.2.2.3	<i>Calcul de ferraillage</i> :	49
III.2.3	Schéma de ferraille de plancher à corps creux :	51
III.3	Plancher à dalle pleine rectangulaire :	52
III.3.1	Evaluation des charges :	52
III.3.2	Distributions des moments du panneau :	52
III.3.3	Calcule des moments :	54
III.3.4	Calcul de ferraillage :	54
III.3.5	Schéma de ferraillage de la dalle pleine :	58

CHAPITRE IV: Calcul des éléments non structuraux.

IV.1.	Introduction :	60
IV.2	Calcul de l'acrotère :	60

IV.2.1	Evaluation des charges et surcharges :.....	60
IV.2.2	Calcul des sollicitations :	61
IV.2.3	Calcul de ferrailage :	61
IV.2.4	Schéma de ferrailage.....	66
IV.3	Calcul des escaliers.....	66
IV.3.1	Calcul des sollicitations :	67
IV.3.2	Calcul des efforts internes:.....	67
IV.3.3	Calcul ferrailage d'escalier :	71
IV.3.3.1	<i>Calcul des armatures</i>	71
V.3.4	Vérification à L'ELU :	72
IV.3.5	Vérification à L'ELS :	73
IV.3.6	Ferrailage :	76
IV.3.7	Vérification :	76
IV.3.8	Schéma de ferrailage :.....	78
IV.3.6	Calcul de la poutre palière	78
IV.3.6.1	<i>Pré dimensionnement de la poutre palière</i>	78
IV.3.6.2	<i>Calcul des sollicitations</i> :	79
IV.3.6.3	<i>Calcul ferrailage</i>	79
IV.3.6.4	<i>Vérification à L'ELU</i> :.....	80
IV.3.7	Schéma de ferrailage :.....	81
IV.4	Calcul du balcon	82
IV.4.1	Les charges et surcharges :	82
IV.4.2	Combinaison des charges :	82
IV.4.3	Calcul des sollicitations :	82
IV.4.4	Ferrailage :	83
IV.4.5	Vérification à L'ELU :	83
IV.4.6	Vérification à L'ELS :	84
IV.4.7	Schéma de ferrailage de balcon :	85

CHAPITRE V: Etude dynamique et sismique de la structure.

V.1	Introduction :	87
V.2	Etude dynamique :	87
V.3	Objectif de l'étude dynamique :	87
V.3.1	Méthode de calcul :	87

V.4	Méthode statique équivalente :	87
V.5	Méthode dynamique modale spectrale :	89
V.5.1	Critères de classification par le RPA 99/V2003 :	90
V.5.1.1	<i>Classification des zones sismiques : [Article3.1] :</i>	90
V.5.1.2	<i>Classification de l'ouvrage : [Article3.2] :</i>	90
V.5.1.3	<i>Classification des sites : [Article3.3] :</i>	90
V.5.2	interprétation des résultats :	90
V.5.2.1	<i>Vérification la résultante des forces sismiques :</i>	90
V.5.3	Présentation de la vue en 3D :	95
V.5.4	<i>Disposition des voiles :</i>	96
V.5.6	Schéma des modes de vibrations :	98
V.5.7	Vérification des déplacements inter étage :	100
V.5.8	Vérification de l'effet P- Δ :	101
V.6	Conclusion :	104

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.

VI.1	Introduction :	106
VI.2	Les éléments structuraux :	106
VI.3	Ferrailage des portiques :	106
VI.4	Les poteaux :	107
VI.4.1	Ferrailage des poteaux :	107
VI.4.1.1	<i>Combinaisons Des charges :</i>	107
VI.4.1.2	<i>Calcul des armatures :</i>	107
VI.4.1.3	<i>Ferrailages longitudinaux :</i>	108
VI.4.1.4	<i>Exemple de calcul :</i>	109
VI.4.1.4.1	<i>Calcule les armatures longitudinales :</i>	110
VI.4.1.4.2	<i>Calcul des armatures en flexion simple à L'ELU (sens y-y) :</i>	113
VI.4.1.4.3	<i>Calcul des armatures en flexion simple à L'ELU (sens x-x) :</i>	115
VI.4.1.4.4	<i>Calcul des armatures en flexion simple à ACC (sens y-y) :</i>	117
VI.4.1.4.5	<i>Calcul des armatures en flexion simple à ACC (sens x-x) :</i>	119
VI.4.2	Schéma de ferrailage :	122
VI.5	Les poutres :	122
VI.5.1	Type de sollicitations :	122
VI.5.2	<i>Ferrailages des poutres :</i>	122

VI.5.2.1	Les poutres principales (30× 45) :	123
VI.5.2.1.1	Calcul ferrailage en combinaison ELU :	124
VI.5.2.2	Ferrailage des poutres secondaires :	126
VI.5.2.2.1	Calcul ferrailage en combinaison ELU :	126
VI.5.2.2.2	Calcul des armatures transversales :	128
VI.5.3	Vérification d'effort tranchant :	130
VI.5.3.1	Poutre principale :	130
VI.5.3.2	Poutre secondaire :	130
VI.5.4	Schéma de ferrailage :	131
VI.6	Conclusion :	132

CHAPITRE VII: Etude des voiles.

VII.1	Introduction :	134
VII.2	Etude des voiles de contreventement :	134
VII.3	Exemple de calcul :	135
VII.4	Calcul du ferrailage :	136
VII.4.1	Calcul de l'excentricité (sens x-x) :	137
VII.4.2	Calcul de l'excentricité (sens y-y) :	138
VII.5	Vérification de l'effort tranchant :	140
VI.6	Schéma de ferrailage :	141
VII.3	Etude de voile périphérique :	141
VII.3.1	Calcul des sollicitations :	142
VII.3.2	Calcul des moments :	143
VII.3.3	Calcul le ferrailage :	143
VII.3.4	Schéma de ferrailage :	147

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.

VIII.1	Introduction :	149
VIII.2	Combinaison d'action :	149
VIII.3	Choix du type de fondation :	149
VIII.4	Etude du radier générale :	150
VIII.5	Pré dimensionnement du radier :	150
VIII.5.1	Condition forfaitaire :	151

VIII.5.2	Condition de la rigidité :.....	151
VIII.5.3	Condition de non cisaillement :.....	151
VIII.5.4	Condition de non poinçonnement :	151
VIII.6	Vérification des contraintes :	152
VIII.7	Vérification de l'effet sous pression : (soulèvement)	153
VIII.8	Calcul ferrailage de radier :.....	154
VIII.8.1	Ferrailage :	155
VIII.8.3	Détermination des armatures à l'ELS (sens x-x) :	157
VIII.8.4	Détermination des armatures à l'ELS (sens y-y) :	157
VIII.9	Calcul le débord de la dalle :.....	157
VIII.10	Schéma de ferrailage de la dalle de radier :	159
VIII.11	Conclusion :	159
CONCLUSION GENERALE :		160

LISTES DES FIGURES :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1: Coupe de façade principale.	4
Figure I.2: Plan sous-sol.	4
Figure I.3: Plan rez de chaussée (commercial).	5
Figure I.4: Plan 1 ^{er} étage (des locaux).	5
Figure I.5: Plan étage courant (habitation).	6
Figure I.6: Ossature.	6
Figure I.7: Plancher à corps creux.	7
Figure I.8: Les voiles.	7
Figure I.9: L'escalier.	8
Figure I.10: L'acrotère.	9
Figure I.11: L'ascenseur.	9
Figure I.12: Les fondations.	10
Figure I.13: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	11
Figure I.14: Digramme de la résistance du béton à la traction.	12
Figure I.15: Diagramme de module de déformation différée.	13
Figure I.16: Diagramme contrainte-déformation du béton(ELU).	14
Figure I.17: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).	15
Figure I.18: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (ELU).	16

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1: La poutrelle.	22
Figure II.2: Dimension des éléments constituant d'un plancher.	23
Figure II.3: Constituants d'escalier.	24
Figure II.4: Dimension d'ascenseur.	27
Figure II.5: Dimension de l'acrotère.	28
Figure II.6: dimensions des voiles.	30
Figure II.7: Murs extérieurs.	33
Figure II.8: Murs simple cloison.	34
Figure II.9: Section réduite du poteau rectangulaire.	37
Figure II.10: Différents types des poteaux.	38
Figure II.11: surface influence du poteau le plus sollicité.	39

CHAPITRE III: Etude des planchers.

Figure III.1: Constituants d'un plancher corps creux.	44
Figure III.2: Dimensions des poutrelles.	45
Figure III.3: Section de poutrelle.	49
Figure III.4: Schéma de ferrailage de plancher à corps creux.....	51
Figure III.5: Section de la dalle pleine.	52
Figure III.6: Section du panneau le plus défavorable.....	53
Figure III.7: Positionnement de l'armature sens x-x.	54
Figure III.8: Positionnement de l'armature sens y-y.	55
Figure III.9: Ferrailage de la dalle pleine.	58

CHAPITRE IV: Calcul des éléments non structuraux.

Figure IV.1: Direction des moments et efforts sur l'acrotère.	62
Figure IV.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure IV.3: Schéma statique de l'escalier à L'ELU.	67
Figure IV.4: Schéma statique de l'escalier à L'ELS.	69
Figure IV.5: Marche porteuse.	75
Figure IV.6: Schéma statique de marche porteuse.	76
Figure IV.7: Schéma de ferrailage de l'escalier et marche porteuse.	78
Figure IV.8: Poutre palière.....	78
Figure IV.9: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	81
Figure IV.10: Schéma statique de balcon.....	82
Figure IV.11: Schéma de ferrailage de balcon.....	85

CHAPITRE V: Etude dynamique et sismique de la structure.

Figure V.1: Vue en 3D de la structure avec le sous-sol.	95
Figure V.2: Disposition des voiles de contreventement et voiles périphériques.....	96
Figure V.3: Premier mode de vibration.....	99
Figure V.4: Deuxième mode de vibration.	99
Figure V.5: Troisième mode de vibration.	100

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.

Figure VI.1: Zone nodale.	109
Figure VI.2: Section de calcul.....	111
Figure VI.3: Directions des moments et efforts sur un poteau.....	112

Figure VI.4:Schéma de ferrailage des poteaux.	122
Figure VI.5:Section de calcul de la poutre principale.	123
Figure VI.6:Section de calcul de la poutre secondaire.	126
Figure VI.7:Schéma de ferrailage les poutres principales.	131
Figure VI.8:Schéma de ferrailage les poutres secondaires.	132

CHAPITRE VII: Eude des voiles.

Figure VII.1:Disposition des voiles de contreventements et périphériques.	134
Figure VII.2:Dimension de calcul du voile.	136
Figure VII.3:Section de calcul de voile (sens x-x).	137
Figure VII.4:Section de calcul de voile (sens y-y).	138
Figure VII.5:Schéma de ferrailage de voile de contreventement.	141
Figure VII.6:Schéma statique d'un voile périphérique.	142
Figure VII.7:Schéma de ferrailage de voile périphérique.	147

CHAPITRE VIII: Eude de l'infrastructure.

Figure VIII.1:Schéma de radier générale.	150
Figure VIII.2:Cartograohie de la distribution des contraintes à ELU.	153
Figure VIII.3:Cartographie de la distribution des contraintes à ELS.	153
Figure VIII.4:Distribution des moments et dimension du panneau le plus sollicité.	154
Figure VIII.5:Schéma statique de le débord.	158
Figure VIII.6:Schéma de ferrailage de la dalle de radier (sens x-x) et (sens y-y).	159

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1: Dimensionnement en élévation.	3
Tableau I.2: Dimension de l'ouvrage.	3

CHAPITRE II: pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1: récapitulatif des épaisseurs des différents planchers.	22
Tableau II.2: Vérification de pré dimensionnement des sections des poutres.	29
Tableau II.3: Descente de charge pour plancher terrasse inaccessible.	31
Tableau II.4: Descente de charge pour plancher étage courant.	32
Tableau II.5: Descente de charge pour dalle pleine.	32
Tableau II.6: Descente de charge pour balcon.	33
Tableau II.7: Charge pour l'acrotère.	33
Tableau II.8: Charge pour murs extérieurs.	34
Tableau II.9: Charge pour murs simple cloison.	34
Tableau II.10: Charge pour palier.	35
Tableau II.11: Charge pour paillasse.	35
Tableau II.12: Dégression des surcharges d'exploitation.	36
Tableau II.13: Vérification des poteaux au flambement, RPA99 avec le choix des sections.	40
Tableau II.14: Action de calcul.	42

CHAPITRE III: Etude des planchers.

Tableau III.1 : Les moments à L'ELU et ELS [terrasse, habitation, commercial et administratif]	48
Tableau III.2: Distribution des moments des panneaux.	52

CHAPITRE IV: Calcul des éléments non structuraux.

Tableau IV.1: Les valeurs des moments et efforts normaux et tranchants pour l'acrotère.	61
Tableau IV.2: Charge d'escalier étage courant.	66
Tableau IV.3: Calcul des sollicitations de la paillasse et palier à L'ELU et L'ELS.	67

Tableau IV.4: Calcul des sollicitations à L'ELU et L'ELS.	79
Tableau IV.5: Vérification de disposition d'armature du balcon.	84

CHAPITRE V: Etude dynamique et sismique de la structure.

Tableau V.1: Valeurs du coefficient d'accélération de zone.	91
Tableau V.2: Valeurs de T1 et T2.	91
Tableau V.3: Valeurs de coefficient de comportement R.	92
Tableau V.4: Pourcentage de répartition des charges entre les poteaux et les voiles.	92
Tableau V.5: Valeurs de pénalités P_q	93
Tableau V.6: Observation de facteur des pénalités de structure.	94
Tableau V.7: Valeurs de coefficient C_T	95
Tableau V.8: Vérification de la période fondamentale.	96
Tableau V.9: Vérification de la résultante de la force sismique de calcul.	97
Tableau V.10: Mode de vibration et participation massique.	97
Tableau V.11: Vérification de déplacement inter-étage.	100
Tableau V.12: Vérification de l'effet P- Δ sur la structure.	102
Tableau V.13: Distribution de la résultante des forces sismiques direction X-X.	103
Tableau V.14: Distribution de la résultante des forces sismiques direction Y-Y.	103

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques.

Tableau VI.1: Tableau des sollicitations obtenues par ROBOT des combinaisons durables et accidentelles de calcul.	108
Tableau VI.2: Ferrailage longitudinal adopté pour chaque section.	121
Tableau VI.3: Sollicitations de calcul les poutres principales.	124
Tableau VI.4: Sollicitations de calcul les poutres secondaires.	126
Tableau VI.5: Longueur de recouvrement minimale.	128
Tableau VI.6: Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.	131

CHAPITRE VII: Etude des voiles.

Tableau VII.1: Détermination des moments fléchissant en appui et travée.	143
Tableau VII.2: Recapitulatif de calcul de ferrailage sens (x-x)et (y-y) à L'ELU et L'ELS. .	146
Tableau VII.3: Ferrailage longitudinal adopté pour voile périphérique.	146

CHAPITRE VIII: Eude de l'infrastructure.

Tableau VIII.1: Moments plus sollicités de la dalle sens x-x.	155
Tableau VIII.2: Moments plus sollicités de la dalle sens y-y.	155
Tableau VIII.3: Ferraillage de la dalle de radier d'une bande de 1m à L'ELU.....	155
Tableau VIII.4: Vérification des contraintes de compression dans le béton à L'ELS (sens y-y).	157

LISTE DES SYMBOLES

ELU : Etat limite ultime de résistance.

ELS : Etat limite de service.

G: Charge permanents.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

q_u : Chargement ultime.

q_s : Chargement de service.

M_f : Moment fléchissant.

Mt: Moment de flexion en travée.

Ma: Moment de flexion en appui.

M : Moment en appui droite.

Mg: Moment en appui gauche.

N: Effort normal.

Td: Effort tranchant à droit du point considéré.

Tg: Effort tranchant à gauche du point considéré.

F_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge.

F_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

σ_b^- : Contrainte admissible limite dans le béton.

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite

\varnothing_t : Diamètre des armatures

S: Espacement entre armatures transversales

Au: Armatures calculées à l'ELU.

As : Armatures calculées à ELS.

Aa: Armatures en appuis.

At: Armatures en travées.

Ixx: Inertie par rapport à l'axe des abscisses.

Iyy: Inertie par rapport à l'axe des ordonnées.

Mzz: Inertie massique.

Lf: Longueur de flambement.

Br : Section réduite.

Lx: La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine.

Ly: La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine.

I₀: Moment d'inertie de la section homogène.

I_f: Moment d'inertie fictif.

f: Flèche due à une charge considérée (g ; j ; p) .

Δ_{ft} : Flèche totale.

η : Rapport entre deux dimensions(L_x/L_y).

λ : Elancement.

W: Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

INTRODUCTION GENERALE

La conception et la réalisation des ouvrages conformément aux différentes réglementations applicables (RPA version 2003, BAEL) ont pour objectif principal d'assurer la protection des vies humaines et des bâtiments.

Dans les pays soumis à des tremblements de terre, le respect des normes de construction est devenu plus contraignant, comme c'est le cas en Algérie qui de par ses caractéristiques géotechniques, est classée parmi les régions les plus sismiques du monde. De ce fait, les bâtiments doivent répondre à cette contrainte en termes de rigidité et de résistance, mais aussi en termes de durabilité, par une conception et un dimensionnement appropriés. Pour limiter les dommages non structurels et structurels, l'ingénieur doit concevoir des structures qui se comportent essentiellement de manière flexible face à un séisme modéré et, si nécessaire, permettre à la structure de subir un déplacement inélastique tout en limitant les dommages sans effondrement ni perte de stabilité face à un séisme important : C'est ce qu'on appelle la résistance sismique.

Alors que les ingénieurs civils utilisaient des méthodes de calcul manuelles, approximatives, laborieuses et lentes, ils disposent aujourd'hui de logiciels de calcul de structures de plus en plus sophistiqués (SAP2000, ETABS, STAD3, ROBOT.....), qui leur permettent de réaliser des calculs très complexes et d'obtenir des résultats plus précis.

Tout ce qui sera présenté dans ce rapport fait l'objet de l'étude d'une structure pour un bâtiment (R+8+ sous-sol). Nous utiliserons l'un des logiciels mentionnés ci-dessus, "ROBOT 2022 "pour le calcul et nous tenterons de répondre à certaines questions, notamment celles relatives aux dimensions et au ferrailage de la structure.

En ce qui concerne les dimensions et l'armature des éléments de la structure en béton armé, ainsi que le type, la sélection et la méthode de fonctionnement et de renforcement des fondations.

CHAPITRE I :
Présentation de
l'ouvrage.

I.1 Introduction :

Tous ouvrages en génie civil doit calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, et non calculé vérifier aux règlements en vigueur de RPA 99 (version 2003) et les règlements du béton.

I.2 Implantation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir ce projet se situe dans la wilaya CHLEF la conception architecturale est prévu pour la projection d'un bloc de R+8+sous-sol.

I.3 Présentation de l'ouvrage :

Notre étude va compoter sur un bâtiment en R+8+sous-sol à usage mixte habitation et commerciale donc groupe d'usage S2, CHLEF classée zone de fort sismicité zone III selon le RPA 99 modifié en 2003, composé de : RDC, 8 étage courant et sous-sol. Le site est considéré comme ferme: catégorie S3 et contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I.4 Les caractéristiques géométriques :

Ce bâtiment a pour dimensions :

❖ **Dimension en élévation :****Tableau I.1:**Dimensionn en élévation.

Dimension en élévation	Hauteur
Hauteur totale de bâtiment	31.96 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur du RDC	3.40 m
Hauteur de sous-sol	4.08 m

❖ **Dimensions en plan :****Tableau I.2:** Dimension de l'ouvrage.

Dimension en plan	
Le largueur total	26.4 m
La longueur totale	20.3 m

I.5 Plans :



Figure I.1: Coupe de façade principale.

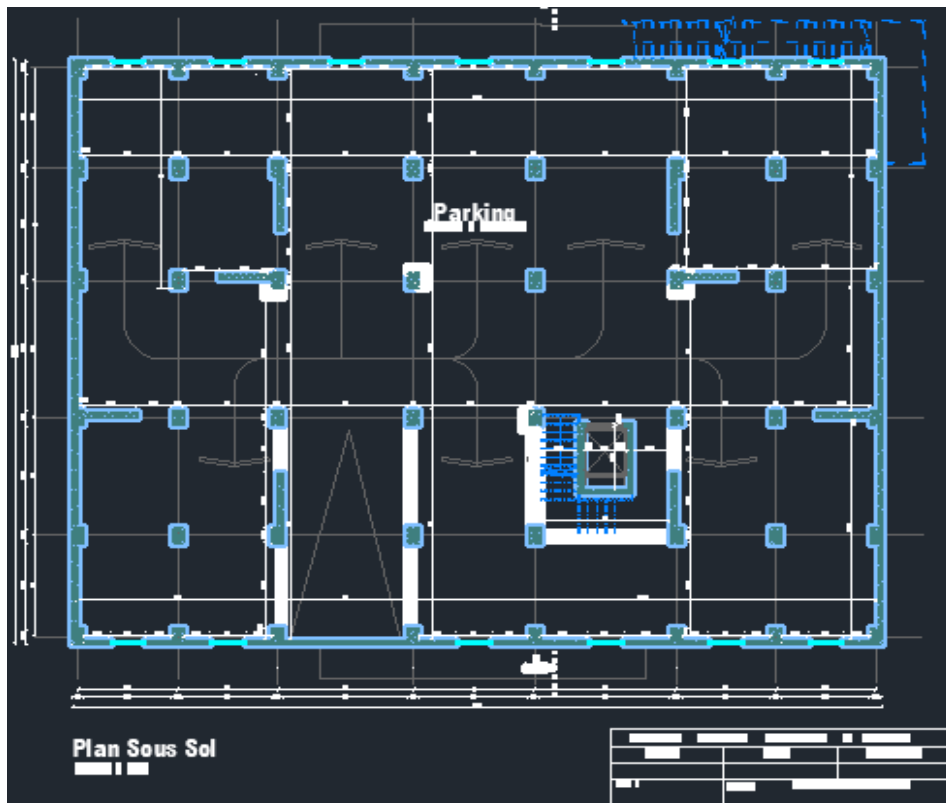


Figure I.2: Plan sous-sol.

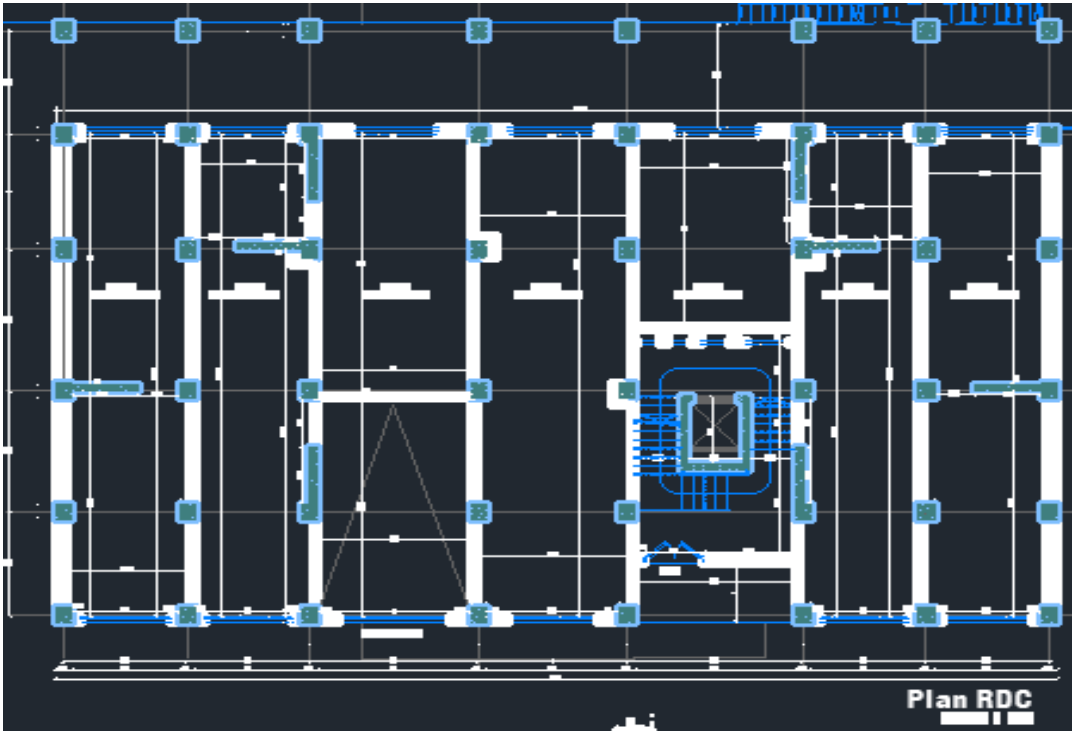


Figure I.3: Plan rez de chaussée (commercial).

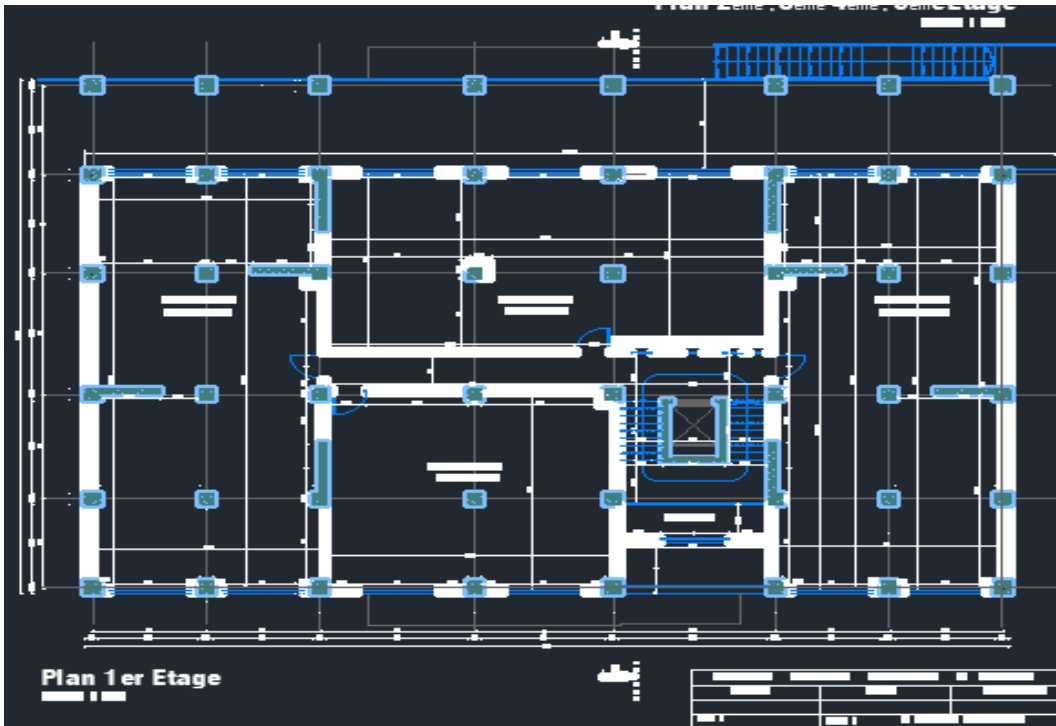


Figure I.4: Plan 1^{er} étage (des locaux).



Figure I.5: Plan étage courant (habitation).

I.6 Élément de l'ouvrage :

I.6.1 Ossature :

L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.



Figure I.6: Ossature.

I.6.2 Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits « diaphragme » assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20cm (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

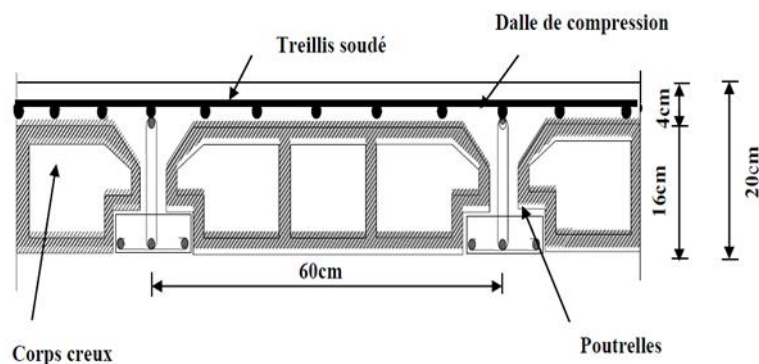


Figure I.7: Plancher à corps creux.

I.6.3 Les voiles :

Ils ont la forme des panneaux (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions) réalisés en béton armé le choix du nombre dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

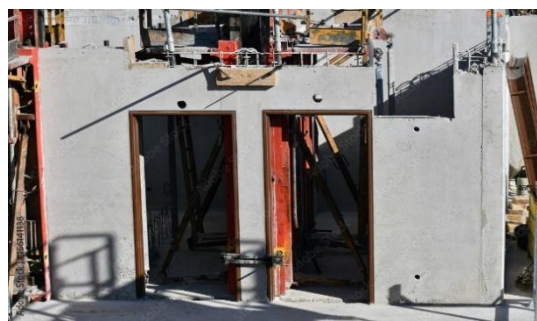


Figure I.8: Les voiles.

I.6.4 Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

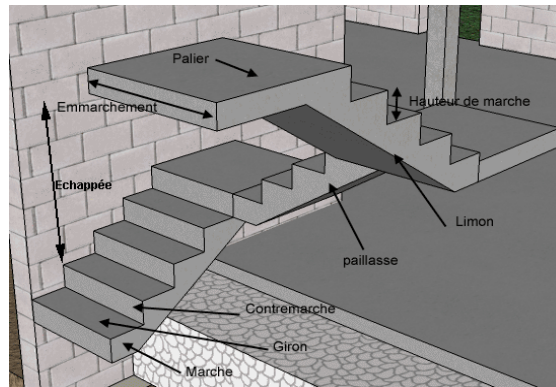


Figure I.9: L'escalier.

I.6.5 Terrasse :

Plate-forme extérieure horizontale aménagée sur le toit d'un bâtiment ou sur le sol (éventuellement surélevé), et dans ce cas accolée à une façade.

Il existe deux types de terrasse :

1. Terrasse inaccessible
2. Terrasse accessible

I.6.6 Maçonnerie :

1. Les murs extérieurs : les façades sont exécution en double cloison de briques creuses de 12 trous d'épaisseur 15cm et de briques 8 trous d'épaisseur de 10cm avec une lame d'air de 5cm afin d'éviter les phénomènes thermiques et phonique.
2. Les murs de séparation intérieurs : seront réaliser en cloison en brique creuse de 10cm.

I.6.7 Le revêtement :

Les revêtements sont comme suites :

1. Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
2. Enduit plâtre pour les murs intérieur et les plafonds.
3. Carrelages pour les planchers et les escaliers.
4. Céramique pour salle d'eau et cuisine.

I.6.8 Acrotère :

Rebord périphérique de 60 cm placé au dernier niveau d'un bâtiment, au-dessus de la terrasse ou du point bas de la toiture, réalisé en maçonnerie, en béton armé ou par prolongement du bardage métallique.



Figure I.10: L'acrotère.

I.6.9 La cage d'ascenseur :

Compte tenu de la hauteur de ce bâtiment la conception de l'ascenseur est nécessaire pour faciliter la circulation entre les différents étages.



Figure I.11: L'ascenseur.

I.6.10 Les fondations :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que le sol en place est un sol meuble, donc la transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des fondations superficielles (radier général, une semelle filante ou une semelle isolées).



Figure I.12: Les fondations.

I.7 Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le Béton + Acier, qui doivent reprendre aux exigences de l'RPA99 version 2003 ainsi que les règles du béton armé aux états limite ultime et service (BAEL91 modifier 99).

I.7.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours, cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton, ce dernier sera conforme aux règle BAEL91 et le RPA99 modifie en 2003.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1m³ de béton est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
- Gravions : 800 kg
- Sable : 400 kg
- Ciment : 300 à 400 kg
- Eau de gâchages : 150 à 200 L

Les compositions du béton :

1. ciment:

Le ciment joue le rôle entre produit employés dans la construction, la qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

2. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

3. Sables :

Les sables sont constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm, un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petite.

4. Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm, elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Résistance caractéristique du béton :

❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge jours < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite (Art2-1-11 BAEL91) :

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} \times f_{c28} \rightarrow \text{Si } jrs < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \rightarrow \text{Si } jrs > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(1,40+0,95j)} \times f_{c28} \rightarrow \text{Si } jrs < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} \rightarrow \text{Si } jrs > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

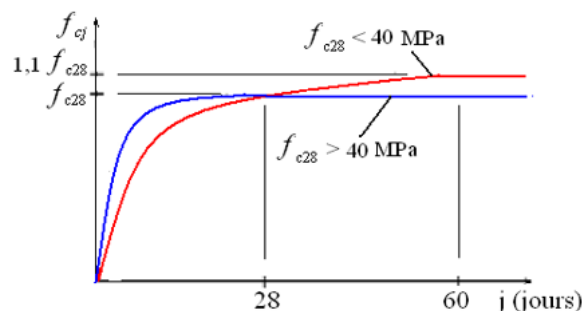


Figure I.13: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m³de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel(CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa donc on prend $f_{c28} = 25MPa$

❖ **La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est l'ordre de 10% de la résistance à la compression conventionnellement elle est définit par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \rightarrow f_{c28} \leq 60MPa. \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \rightarrow f_{c28} \geq 60MPa \end{array} \right.$$

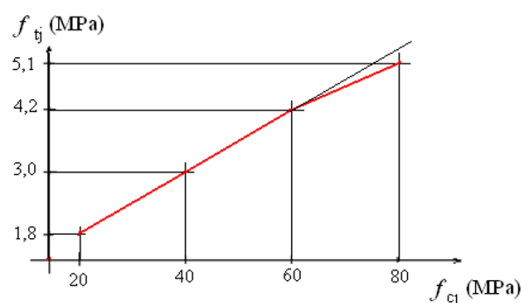


Figure I.14: Digramme de la résistance du béton à la traction.

❖ **Module de déformation longitudinale :**

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de jours.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj}) \frac{1}{3} MPa$$

Pour $f_{cj} = 25MPa$ on a $E_{ij} = 32164,2MPa$

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 (f_{cj}) \frac{1}{3} MPa \quad si \quad f_{c28} \leq 60MPa \\ E_{vj} = 4400 (f_{cj}) \frac{1}{3} MPa \quad si \quad f_{c28} > 60MPa \rightarrow \text{sans fumé de silice} \end{array} \right.$$

$$E_{vj} = 6100(f_{cj}) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \rightarrow \text{avec fumée de silice.}$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

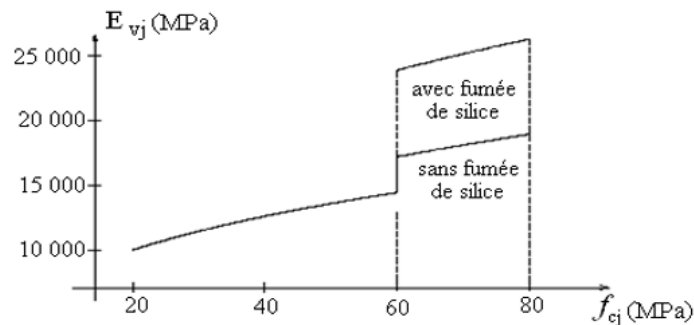


Figure I.15: Diagramme de module de déformation différée.

❖ **Module de déformation transversale :**

Sa formation est : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

E : module de Young.

ν : coefficient de poisson.

❖ **coefficients de poisson :**

Coefficient de poisson qui représente le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. (BAEL91 modifiée 99 /Art A.2.1, 3)

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

- $\nu = 0$ (ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- $\nu = 0,2$ (ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

❖ **Etats limites :**

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculé ils se classent en deux catégories.

• **Etats limite ultimes (ELU) :**

Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée f_{bc} .

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91 modifiée 99/ART A.4.3, 41).}$$

γ_b : coefficient de sécurité on a:

$\gamma_b = 1,5$ pour les situation courantes.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situation accidentelles.

θ : Coefficient dépendent de durée (t) de l'application des combinaison d'actions.

$$\theta = 1 \rightarrow t \geq 24h$$

$$\theta = 0,9 \rightarrow 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0,85 \rightarrow t \leq 1h$$

t = durée d'application de la combinaison d'action considérée à j = 28 jours en situation

courante on aura : $f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

Le coefficient (0,85) en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

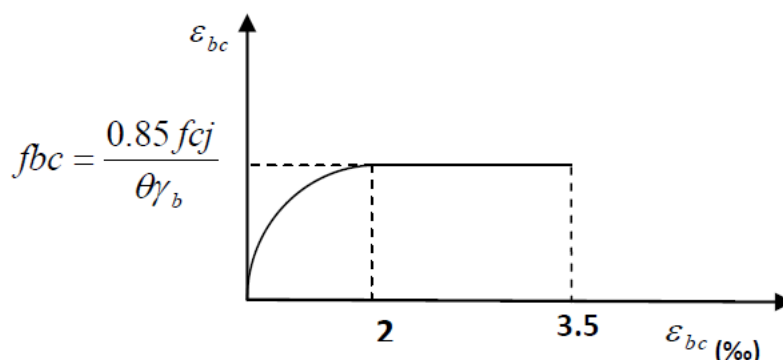


Figure I.16: Diagramme contrainte-déformation du béton(ELU).

- **Etats limites de services :**

Ce sont les états au de la desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donné comme suit :

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

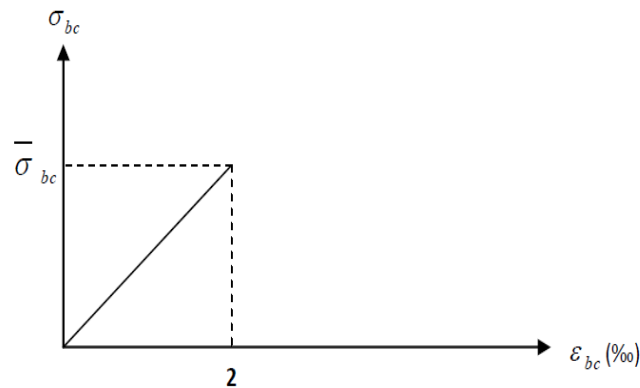


Figure I.17: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

❖ **Contrainte tangentielle : (art 5.1, 1/BAEL91 modifié)**

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas d'une fissuration non préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ (MPa)}\right)$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ (MPa)}\right)$$

I.7.2 Aciers :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

- Les ronds lisses (R .L) : FeE240.
- Barres à haute adhérences(HA) : FeE400.
- Treillis soudés (ST) : TLE520 $\Theta = 6\text{mm}$ pour les dalles.

1. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R .L) : FeE240 ($f_e = 235\text{MPa}$)
- Barres à haute adhérences(HA) : $f_e = 400\text{MPa}$
- Treillis soudés (ST) : $f_e = 520\text{MPa}$

2. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier à : $E_s = 2,1.10^5 MPa$

3. Les contraintes limites de calcul :

- Contraintes limites à l'état limite ultimes (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivante :

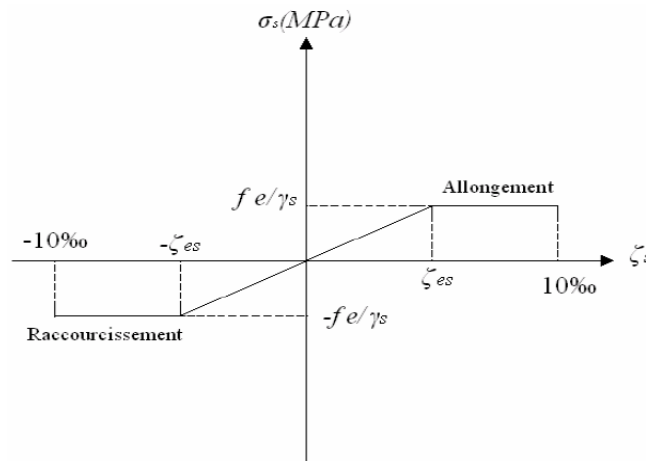


Figure I.18: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (ELU).

f_e : contrainte limite élastique

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier: $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \times \sigma_s}$$

σ_s : contrainte de l'acier: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ cas des situations durables ou transitoires

$\gamma_s = 1$ cas des situations accidentelles

Pour les aciers FeE400 on a : $\epsilon_s = \frac{400}{1,15 \times 2,1.10^5} = 1,74 \text{ ‰}$

- Contraintes limite à l'état limite de service (ELS) :

C'est l'état ou non fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})) = \mathcal{E}(MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\mathcal{E}$

η : Coefficient de fissuration

η : 1 pour les aciers ronds lisses.

η : 1,6 pour les aciers à haut adhérence.

• **Les coefficients d'équivalence :**

Les coefficients d'équivalence noté « n » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n: Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

❖ **Hypothèse de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armateurs d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale

à :

$$\begin{array}{l}
 \checkmark \text{ Rond lisse :} \\
 \checkmark \text{ Haute adhérence :}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \sigma_s = 204,34 MPa \text{ Situation durable.} \\
 \sigma_s = 235 MPa \text{ Situation accidentelle.} \\
 \sigma_s = 348 MPa \text{ Situation durable.}
 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 400MPa \text{ Situation accidentelle.}$$

Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

❖ **Protection des armatures :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir des armateurs des effets des intempéries et des agents agressif, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armateurs soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposé à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposé aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$ pour les éléments situés on contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II :

**Pré dimensionnement
des éléments.**

II Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré- dimensionnement de notre projet. Dans ce chapitre, nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, à savoir : les planchers, les voiles, les poteaux et les poutres. Cela en utilisant les règlements (**RPA99/ version2003, CBA 93 et BAEL99**).

II.1 Prédimensionnement des éléments non structuraux :**II.1.1 Les planchers :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, deux types de planchers seront utilisés :

- planchers à corps creux en partie courante, composée de corps creux, treillis soudé, dalle de compression et poutrelles.
- Dalle pleine pour sous-sol les balcons.

II.1.1.1 Plancher à corps creux :

C'est un plancher en béton préfabriqué, constitué de trois éléments : une structure porteuse, des hourdis et une dalle de compression.

Description de fonctionnement des planchers corps creux :

La structure porteuse : cette structure est constituée de poutres préfabriquées en béton, espacées d'environ 60 cm. On distingue les poutres en béton armé, les poutres en béton précontraint avec barres d'armature et les poutres avec treillis.

Les hourdis : est une couche de remplissage constituée de béton coulé en place formant la dalle d'un plancher béton.

La dalle de compression : il s'agit d'une dalle de béton moulée avec un treillis soudé sur la structure porteuse. L'épaisseur de la dalle de compression pour un plancher à poutres creuses doit être d'au moins 4 cm.

- ✓ Pour notre structure, on a choisi des planchers à corps creux pour les raisons suivantes :
 - Rapide et facile à construire.
 - Diminuer le poids totale de la structure.
 - Bonne isolation thermique et acoustique.

Détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux :

Pour le pré dimensionnement de ce type, on utilisera la formule de flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Tel que

h_t : La hauteur totale du plancher.

L: la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$L = \min(L_x \text{ max}, L_y \text{ max})$

$$\diamond \left\{ \begin{array}{l} L_y = 4.9\text{m} \\ L_x = 4.7\text{m} \end{array} \right. \quad \text{Donc} \Rightarrow L = \text{Min}(L_x \text{ max}, L_y \text{ max}) = 4.7\text{m}$$

$$\frac{470}{25} \leq ht \leq \frac{470}{20} \Rightarrow 18.8 \leq ht \leq 23.5$$

On optera pour un plancher de $(16+4) = 20\text{cm}$.

- Épaisseur du corps creux est de 16 cm.
- Épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

II.1.1.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuités sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

✓ Critère de résistance :

1. $h_d \geq \frac{L_x}{20}$: pour une dalle sur un seul ou deux appuis.
2. $\frac{L_x}{35} \leq h_d \leq \frac{L_x}{30}$: pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis $\rho \leq 0.4$.
3. $\frac{L_x}{45} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$: pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre et trois appuis $\rho \geq 0.4$.

L_x : La plus petite portée du panneau le plus sollicitée.

Tel que $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{470}{490} = 0.95 > 0.4$.

Donc notre dalle est sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis.

$$\frac{L_x}{45} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{470}{45} \leq h_d \leq \frac{470}{40} \rightarrow 10.44 \leq h_d \leq 11.75$$

Aussi pour vérifier les critères suivants :

✓ Critère de résistance de coupe-feu :

- $h_d \geq 7cm$: pour une heure de coupe-feu.
- $h_d \geq 11cm$: pour deux heures d coupe-feu.

h_d : Épaisseur de la dalle.

On prend **h_d=15cm** pour la sécurité.

✓ Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique → $h_d = 15cm$.

Tableau II.1:récapitulatif des épaisseurs des différents planchers.

Type	Epaisseur de la dalle	Corps creux	Dalle de compression
Corps creux	20cm	16cm	4cm
Plancher à dalle pleine	15cm		

II.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

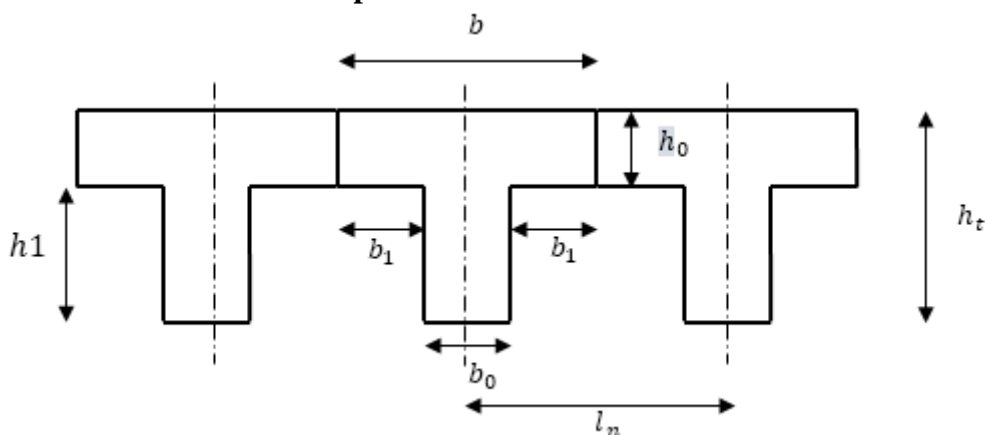


Figure II.1: La poutrelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t=20\text{cm} \\ h_1=16\text{cm} \\ h_0=4\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{D'après le BAEL91, on a:} \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{(L_n - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

Avec

L_n : La distance entre axes des nervures [$L_n=60\text{cm}$].

L : La portée entre nus d'appuis [$L=470\text{cm}$].

H_0 : La hauteur de la nervure.

B_0 : l'épaisseur de la nervure [$b_0 = 12\text{cm}$].

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 47\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend $b_1=24\text{cm}$.

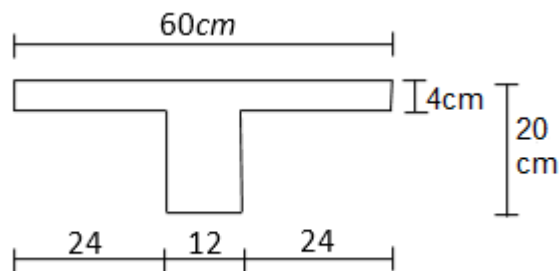


Figure II.2: Dimension des éléments constituant d'un plancher.

II.1.3 Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage de circulation verticale comprenant une suite de degrés (marches ou paliers) destiné à relier deux plans horizontaux placés à différentes hauteurs, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

- Dans notre cas, ils sont réalisés en béton armé type : escalier à trois volée séparées par le palier de repos, escalier à deux volée, réalisés en béton armé coulés sur place.

Terminologie :

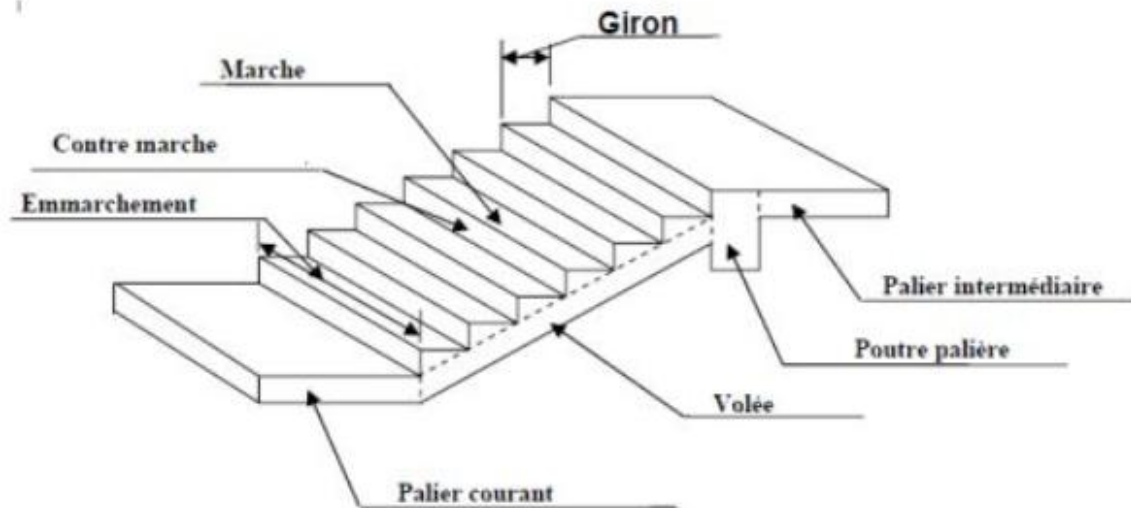


Figure II.3: Constituants d'escalier.

II.1.3.1 Pré dimensionnement des escaliers :

Notation utilisées :

- **g** : Giron.
- **h** : La hauteur de la contre marche.
- **e_p** : L'épaisseur de la paillasse.
- **H** : Hauteur de volée.
- **L** : Longueur de volée projetée.

Le dimensionnement de marche et de contre marche se fera par **la formule de BLONDEL** :

- $59cm \leq 2h + g \leq 66cm$
- $16cm \leq h \leq 18cm$
- $g \geq 23cm$

Escaliers 1 : Pour déplacement entre étages courant (2 volées) :

➤ **Étage courant 1^{er} jusqu'au 8^{eme} étage.**

Hauteur d'étage : H=3.06m.

On prend h=17cm

Calcul de « g » :

$59cm \leq 2h + g \leq 66cm \rightarrow$ On prend **g=30cm.**

Type	Volée 1 et 2
Hauteur de volée	$H' = 0.17 \times 9 = 1.53m.$
Nombre des contremarches	$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$
Nombre des marches	$N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8marches$
Longueur de la pailasse (Reculement)	$L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240cm.$
L'inclinaison	$\tan\alpha = \frac{H'}{L} = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$
Largeur de la pailasse	$L_p = \frac{H'}{\sin\alpha} = 2.84m$
Epaisseur de la pailasse	$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow 9.46 \leq ep \leq 14.2 \rightarrow ep=14cm.$

On adopte $e_p=18cm$ pour les raisons de la verification de la flèche.

Raideur « r » : On appelle raideur d'escalier « $r = \frac{h}{g}$ » qui doit être inférieur à 1.

$$r = \frac{h}{g} \rightarrow r = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow r \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Escaliers 2 : Pour déplacement entre RDC et 1^{er} étage (3volées):

➤ **Rez de chaussée :** escalier à trois volées.

$$h=17cm ; g=30cm.$$

Hauteur de RDC : H=340cm.

Type	Volée 1	Volée 2	Volée 3
Hauteur de volée	$H' = 0.17 \times 9 = 1.53m.$	$H' = 0.17 \times 4 = 0.68m.$	$H' = 0.17 \times 7 = 1.19m.$
Nombre des contremarches	$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$	$n = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4$	$n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7$
Nombre des marches	$N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8marches$	$N_m = 4 - 1 = 3marches$	$N_m = 7 - 1 = 6marches$
Longueur de la pailasse	$L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240cm.$	$L = 30(4 - 1) = 90cm.$	$L = 30(7 - 1) = 180cm.$

L'inclinaison	$\tan\alpha = \frac{H'}{L} = \frac{153}{240} \rightarrow$ $\alpha = 32.51^\circ$	$\tan\alpha = \frac{H'}{L} = \frac{68}{90} \rightarrow$ $\alpha = 37.07^\circ$	$\tan\alpha = \frac{H'}{L} = \frac{119}{180} \rightarrow$ $\alpha = 33.46^\circ$
Largeur de la paillasse	$L_p = \frac{H'}{\sin\alpha} = 2.84m$	$L_p = \frac{H'}{\sin\alpha} = 1.12m$	$L_p = \frac{H'}{\sin\alpha} = 2.15m$
Epaisseur de la paillasse	$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow$ $9.46 \leq ep \leq 14.$ $\rightarrow e_p=14cm$	$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow$ $3.37 \leq ep \leq 5.$ $\rightarrow e_p=5cm$	$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow$ $7.16 \leq ep \leq 10.75$ $\rightarrow e_p = 10cm$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers, on fixe $e_p=18cm$.

Escaliers 3 : Pour déplacement entre sous-sol et RDC (3volées):

➤ **Sous-sol :**

Hauteur d'étage : $H=408cm$; $h=17cm$; $g=30cm$.

Type	Volée 1 et 3	Volée 2
Hauteur de volée	$H' = 0.17 \times 10 = 1.7m.$	$H' = 0.17 \times 4 = 0.68m.$
Nombre des contremarches	$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$	$n = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4$
Nombre des marches	$N_m = n - 1 = 10 - 1 = 9marches$	$N_m = 4 - 1 = 3marches$
Longueur de la paillasse	$L = g(n - 1) = 30(10 - 1) = 270cm.$	$L = 30(4 - 1) = 90cm.$
L'inclinaison	$\tan\alpha = \frac{H'}{L} = \frac{170}{270} \rightarrow$ $\alpha = 32.19^\circ$	$\tan\alpha = \frac{H'}{L} = \frac{68}{90} \rightarrow$ $\alpha = 37.07^\circ$
Largeur de la paillasse	$L_p = \frac{H'}{\sin\alpha} = 3.2m$	$L_p = \frac{H'}{\sin\alpha} = 1.12m$
Epaisseur de la paillasse	$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow$ $10.66 \leq ep \leq 16 \rightarrow e_p=16cm$	$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow$ $3.37 \leq ep \leq 5.6 \rightarrow e_p=5cm$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers, on fixe $e_p=18cm$.

✓ L'épaisseur du palier : $e = 18cm$.

II.1.4 Les balcons :

Les balcons sont des consoles de dalle pleine en béton armé. Son épaisseur est donnée par la condition de flèche suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{150}{10} \rightarrow e = 15\text{cm} \quad \text{avec } L: \text{Longueur de balcon.}$$

II.1.5 L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

II.1.5.1 Pré dimensionnement d'ascenseur :

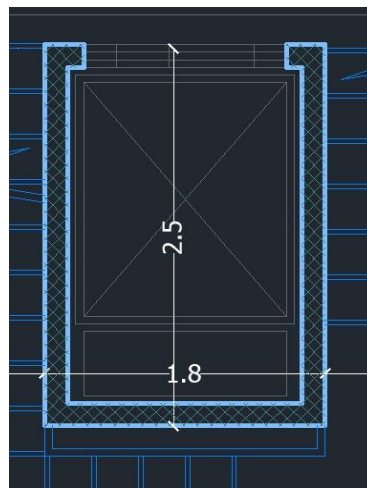


Figure II.4: Dimension d'ascenseur.

$L_x = 1.8\text{m}$; $L_y = 2.5\text{m}$ donc une surface $S = 4.5\text{m}^2$.

$$\frac{L_x}{15} \leq e \leq \frac{L_x}{20} + 7 \rightarrow 12 \leq e \leq 16 \Rightarrow \text{On opte } e = 16\text{cm.}$$

Avec des considérations pratiques (expérience), on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique, alors on doit majorer à **$e = 20\text{ cm}$** .

II.1.6 L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destinée à protéger les personnes entre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

L'acrotère est sollicitée par :

- Un effort normal du à son poids propre.
- Une surcharge du au vent estimé à 100Kg/ml provoquant un moment de flexion.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

✓ Le poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S$

Avec

S : Surface de la section droite de l'acrotère m².

ρ : Poids volumique en Kg/m³

G : Poids d'un mètre linéaire de l'acrotère Kg/m.

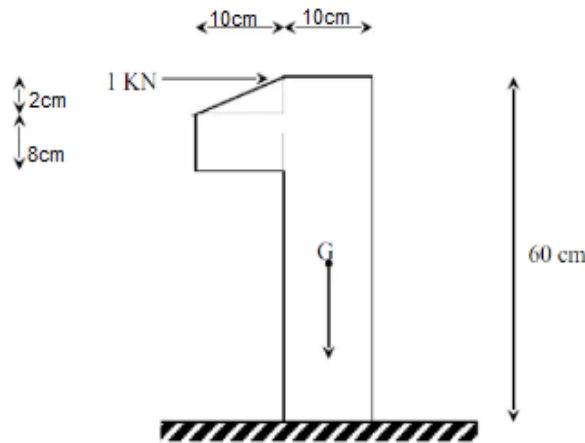


Figure II.5: Dimension de l'acrotère.

$$S = (60 \times 10) + (8 \times 10) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right) = 690 \text{ cm}^2 \rightarrow S = 0.069 \text{ m}^2.$$

$$\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow G = 0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ Kg/m}.$$

II.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des pièces fléchées à ligne moyenne droite de section rectangulaire en (T) ou en(I), elles sont destinées supporter les charges verticales et à la transmettre aux poteaux sous de forme réaction d'appuis, leur pré dimensionnement est basé essentiellement sur la condition de la flèche qui est donnée comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \text{ (règlement BAEL 91 modifiées 99), } 0.4h \leq l \leq 0.8h$$

II.2.1.1-Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculaires aux poutrelles, d'après les règles BAEL91 :

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

Avec :

h: La hauteur de poutre.

L : La portée de la poutre.

$L_{max}=490-30=460cm.$

- **La hauteur :** $\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30.66 \leq h \leq 46$
- **La largeur :** $0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 0,4 * 40 \leq b \leq 0,8 * 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 32$
- Donc notre poutre principale est de : $(b \times h) = (30 \times 45) cm^2.$

II.2.1.2-Les poutres secondaires :

- **La hauteur :** $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33 \leq h \leq 44$
- **La largeur :** $0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 14 \leq b \leq 28$

Avec $L=470-30=440cm.$

- Donc notre poutre secondaire est de : $(b \times h) = (30 \times 40) cm^2.$

Vérification imposée par le RPA99V2003 :

Tableau II.2:Vérification de pré dimensionnement des sections des poutres.

condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Verification
$b \geq 20cm$	30	30	Vérifie
$h \geq 30cm$	45	40	Vérifie
$\frac{h}{b} < 4$	1,3	1,16	Vérifie

II.2.2 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d’assuré la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé (voiles) est justifié par **RPA99 V2003.**

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 une partie des efforts verticaux (poids propre et autres) qu’ils transmettent aux fondations.

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

D'après RPA99 V2003 l'article 7.7.1 : sont considérée comme voiles.

Les éléments satisfaisants à la condition : ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur du voile.

e : Épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

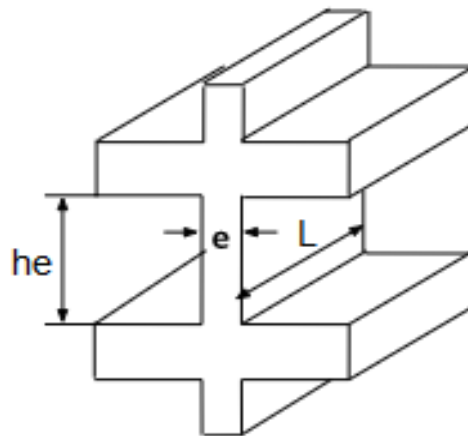


Figure II.6: dimensions des voiles.

➤ **Pour RDC et étages courants :**

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \rightarrow h_e = 306cm \rightarrow e \geq \max(12.24; 13.90; 15.3)$$

→ donc on prend $e = 20cm$.

✓ $e_{min} \geq 15cm \Rightarrow 20cm \geq 15cm$Vérifie.

✓ $L \geq 4 \times e \Rightarrow 4 \times 20 = 80cm \rightarrow L \geq 80cm$.

➤ **Voile périphérique (sous-sol) :**

$h_e = 4.08m \rightarrow e \geq \max(16.32; 18.54; 20.4) \rightarrow$ on prend $e = 25cm$.

Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme,

nous devons de préférence avoir une distribution régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion.

II.2.3 Descente de charge :

La descente des charges a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure au chaque niveau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

- **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.3:Descente de charge pour plancher terrasse inaccessible.

N°	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	0,04	20	0,8
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de ponton en béton léger	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique en polystyrène	0,06	4	0,24
5	Dalle en corps creux	0,2	/	2,8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G =				6,36KN/m²
Q =				1 KN/m²

- **Plancher étage courant**

Tableau II.4: Descente de charge pour plancher étage courant.

N°	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Dalle de sol	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher corps creux	0,2	/	5
5	Cloison en briques creuses	0,1	/	0,9
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G=	5.06KN/m²
			Q=	1.5KN/m²

→Pour RDC à usage commercial : **Q= 5KN/m².**

- **Plancher dalle pleine**

→Pour plancher sous-sol (niveau +0.00).

Tableau II.5: Descente de charge pour dalle pleine.

N°	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Dalle de sol	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Cloison en briques creuses	0,1	/	0,9
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G=	6.01KN/m²
			Q=	2,5KN/m²

→ Pour le sous-sol de parkings : **Q= 2.5KN/m².**

- **Balcon**

Tableau II.6: Descente de charge pour balcon.

N°	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m)	charge permanente G (KN/m²)
1	Dalle de sol	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0,02	10	0,2
G=				5.11KN/m²
Q=				3,5KN/m²

- **Acrotère**

Tableau II.7: Charge pour l'acrotère.

La masse volumique (KN/m³)	Surface de l'acrotère (m²)	Charge permanente G (KN/m²)
25	$S = (60 \times 10) + (8 \times 10) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right)$ $= 690cm^2 \rightarrow S = 0.069m^2.$	1,725

→ Q= 1KN/m² selon (DTR-BC.2.2).

- **Maçonnerie :**

- Murs extérieures (double cloison) :

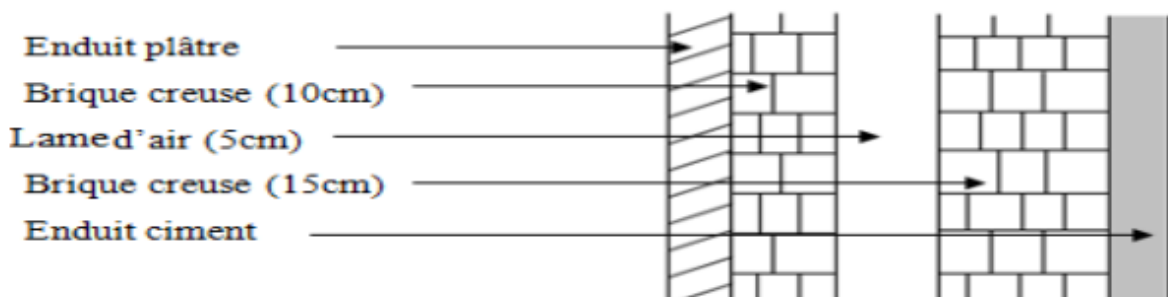


Figure II.7: Murs extérieurs.

Tableau II.8: Charge pour murs extérieurs.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,15	9	1,35
3	Brique creuse	0,1	9	0,9
4	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
5	Lame d'air	0,05		0
			G=	2,65KN/m²

➤ Murs intérieures (cloison simple)

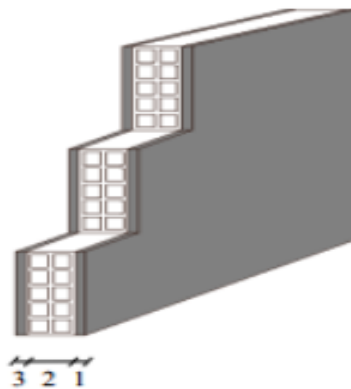


Figure II.8: Murs simple cloison.

Tableau II.9: Charge pour murs simple cloison.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
			G =	1,3KN/m²

- **Escalier**

- Palier de repos

Tableau II.10: Charge pour palier.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Dalle de sol	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,18	25	4,5
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
			G=	5,86KN/m²
			Q=	2.5KN/m²

- Paillasse

Tableau II.11: Charge pour paillasse.

N°	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Dalle de sol	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Marches	0.18/2	22	1.98
4	Dalle en béton armé	0.18/ cos 32.51	25	5.33
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6	Lit de sable	0,02	18	0,36
			G=	8.67KN/m²
			Q=	2,5KN/m²

Charges d'exploitation selon **DTR-BC-2.2.**

II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centré selon les règles de BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences de RPA99V2003.

1. Surcharges d’exploitation :

Le bâtiment est à usage d’habitation courant, ce qui implique :

Q0= 1 kN/m² Terrasse inaccessible.

Q1= 1,5 kN/m² Etage Courant.

Q2= 5KN/m² Etage rez de chaussée.

Q3= 2.5 kN/m² Etage sous-sol.

2. La loi de dégression des charges d’exploitation :

Sous terrasse Q0.

Sous étage 1 Q0+Q1.

Sous étage 2 Q0 +0,95 (Q1 + Q2).

Sous étage 3 Q0 +0,90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous étage 4 Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).

Sous étage n Q0 + (3+n/2n) × (Q1+Q2+..... +Qn) Pour n≥5.

3. Dégression des surcharges d’exploitation :

Tableau II.12: Dégression des surcharges d'exploitation.

Niveau	Charge d'exploitation en KN/m ²	Loi de dégression	∑Charge d'exploitation en KN /m ²
Terrasse inaccessible	Q0=1	∑0= Q0	1
8 eme étage	Q1=1.5	∑1=Q0+Q1	2,5
7 eme étage	Q2=1.5	∑2=Q0+0,95(Q1+Q2)	3,85
6 eme étage	Q3=1.5	∑3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	5,05
5 eme étage	Q4=1.5	∑4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6,1
4 eme étage	Q5=1.5	∑5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7

3 eme étage	Q6=1.5	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7,75
2 eme étage	Q7=1.5	$\Sigma 7=Q0+0,71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)$	8,45
1 er étage	Q8=1.5	$\Sigma 8=Q0+0,69(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)$	9,28
RDC	Q9=5	$\Sigma 9=Q0+0,67(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)$	12.39
Sous-sol	Q10=2.5	$\Sigma 10=Q0+0,65(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)$	13.68

4. Méthode de calcul :

La section du poteau de pré dimensionne suivant les critères de résistance et de stabilité de forme :

D'après le BAEL 91 :

$$N_u \leq \alpha \left[B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \delta_b} + \frac{A \cdot f_e}{\delta_s} \right]; \quad \text{Avec : } f_{c28} =$$

$$25MPa \quad \delta_b = 1,5KN / m^2$$

$$f_e = 400MPa \quad , \quad \delta_s = 1,15$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2)$$

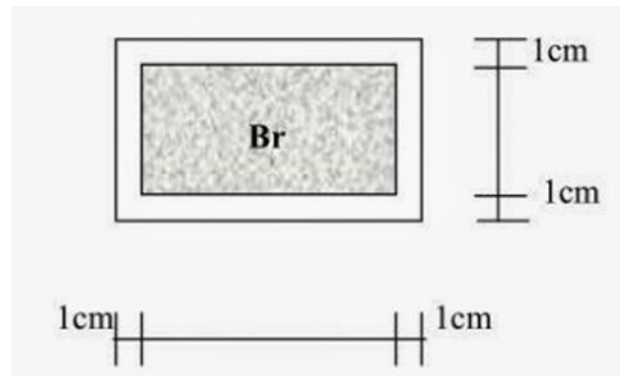


Figure II.9: Section réduite du poteau rectangulaire.

- Pour que toutes les armatures participent à la résistance du poteau, on prendra :

$$\lambda \leq 50 : \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0.85}{\beta} ; \quad \beta = 1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1+0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{35}{35})^2} = 0,71$$

On prend Zone III $\rightarrow A_{min} = 0.9\%B_r \rightarrow \frac{A}{B_r} = 0.009 B_r$ [RPA99 version 2003 (art .7.4.2)].

On aura donc :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\delta_b} + \frac{0,01.f_e}{\delta_s} \right]}$$

A-N : $B_r \geq 0,66299.N_u$

Donc, $B_r \geq 0.66299 Nu$ (cm²).

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en [cm²].

Tel que :

- ❖ B_r : Section du poteau (en cm²).
- ❖ A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- ❖ f_{c28} : Résistance à la compression de béton.
- ❖ F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- ❖ γ_b : 1,5 : Cas durable.
- ❖ γ_s : 1,15 : Cas accidentel.
- ❖ α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux

On considère le poteau central qui est le plus sollicité

5. Calcul la section des poteaux :

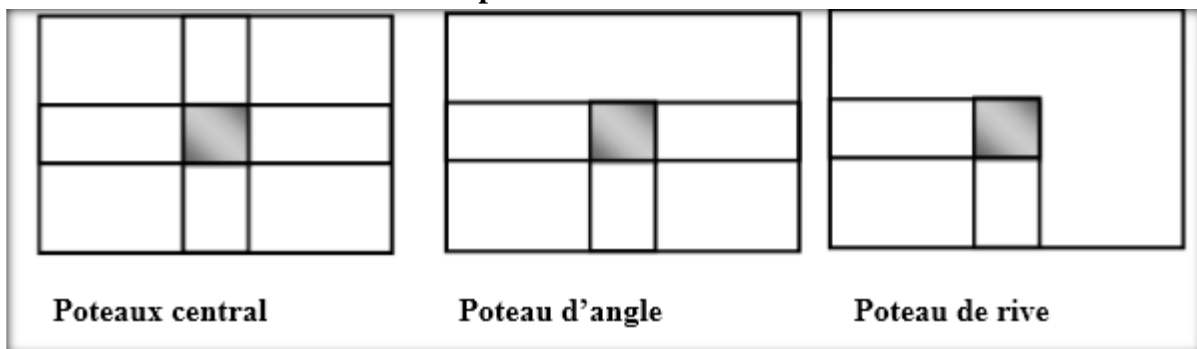


Figure II.10: Différents types des poteaux.

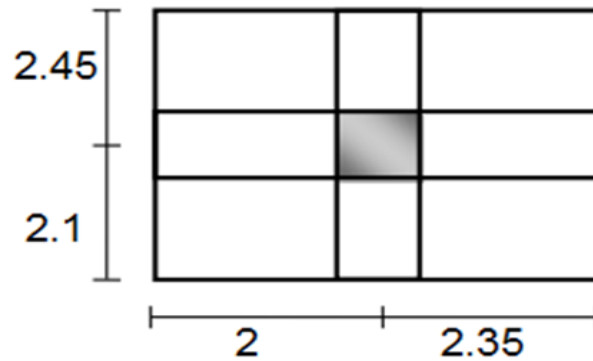


Figure II.11: surface influence du poteau le plus sollicité.

SQ : Surface afférente (entre axe)

SG : Surface afférente (entre nus)

$$SQ = 4.35 \times 4.55 = 19.79m^2$$

$$SG = (4.35 - 0.3) \times (4.55 - 0.3) = 17.21m^2$$

➤ **Terrasse :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q = Q \times S_{aff} ; G = N \times S_{aff} + [(P_{pp} + P_{ps}) \times n]$$

Tel que :

P_{pp} : Poids propre des poutres principales.

P_{ps} : Poids propre des poutres secondaires.

n : Nombre d'étage supporté par chaque poteau.

$$P_{pp} = \rho_{béton} \times V_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.9 = 16.5375KN$$

$$P_{ps} = \rho_{béton} \times V_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.7 = 14.1KN$$

$$N \times S_{aff} = 5.06 \times 19.79 = 100.137KN$$

$$Q \times S_{aff} = 1 \times 19.79 = 19.79KN$$

$$q_u = 1.35(100.137 + 16.5375 + 14.1) + 1.5 \times 19.79 = 206.23KN$$

$$N_u = 1.15 \times q_u = 1.15 \times 206.23 = 237.16KN$$

➤ La section réduite du béton est :

$$Br \geq 0.66299 \cdot Nu \rightarrow Br \geq 157.23cm^2$$

Soit $b = h = 30 \times 30$ cm.

D'où $Br = 30^2 = 900$ cm² → on adopte (30x30) cm²

6. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 [2] définit la longueur de flambement comme suit $0,7 \times L_0$: si le poteau encastré à ses extrémités:

- ❖ Soit encastré dans un massif de fondation.
- ❖ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$

RDC : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m.}$

Etage courant : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m.}$

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{L_f}{\alpha} ; \quad L_f = 214 \text{ cm.}$$

Tableau II.13: Vérification des poteaux au flambement, RPA99 avec le choix des sections.

H	Etage	G [kn]	Q [kn]	N _{sup} [kn]	N _{ups} [kn]	N _{long} [kn]	N _{pot} [kn]	N _{planc} [kn]	N _u [kn]	N _s [kn]	Br [cm ²]	A	Choix	Verif ication RPA	Verif flambement
	Terrasse	6,36	1	21,414	19,845		0,000	232,281	273,540	200,063	178,380	15,356	30	16,333	24,735
3,06	Haut 8 ^{eme} étage	11,42	2,5	42,829	39,690		7,928	441,416	531,863	387,575	346,837	20,624	30	22,733	24,735
3,06	Haut 7 ^{eme} étage	16,48	3,85	64,243	59,535		15,856	645,370	785,004	571,632	511,914	24,626	30	27,608	24,735
3,06	Haut 6 ^{eme} étage	21,54	5,05	85,658	79,380		23,784	844,142	1032,963	752,235	673,612	27,954	35	31,670	21,201

CHAPITRE II**Pré dimensionnement des éléments.**

3,06	Haut 5 ^{eme} étage	26,6	6,1	107,072	99,225		34,574	1037,732	1278,603	931,504	833,799	30,876	35	35,242	21,201
3,06	Haut 4 ^{eme} étage	31,66	7	128,486	119,070		45,365	1226,140	1519,062	1107,319	990,606	33,474	40	38,424	18,551
3,06	Haut 3 ^{eme} étage	36,72	7,75	149,901	138,915		59,459	1409,367	1757,642	1282,125	1146,188	35,855	40	41,346	18,551
3,06	Haut 2 ^{eme} étage	41,78	8,455	171,315	158,760		73,553	1591,039	1994,667	1455,896	1300,756	38,066	45	44,059	16,490
3,06	Haut 1 ^{er} étage	46,84	9,28	192,729	178,605		91,391	1776,857	2239,582	1635,203	1460,469	40,216	45	46,693	18,322
3,4	Haut rdc	51,9	12,39	214,144	198,450		111,552	2041,610	2602,189	1895,842	1696,931	43,194	50	50,277	19,788
4,08	Haut sous-sol	51,9	13,68	214,144	198,450	36,433	142,180	2086,000	2677,207	1948,124	1745,852	43,783	50	50,966	0,000
2,5	haut semelle	51,9	13,68	214,144	198,450	36,433	142,180	2086,000	2640,774	1921,136					

7. Action de charge :

Combinaison fondamentale :

- ✓ ELU : $1.35G+1.5Q$
- ✓ ELS : $G+Q$

Tableau II.14: Action de calcul.

Plancher		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Terrasse inaccessible		6,36	1	10,086	7,36
Etage courant		5,06	1,5	9,081	6,56
RDC		5,06	5	14,331	10,06
Sous-sol		7,26	2,5	13,551	9,76
Acrotère		1,725	1	3,82875	2,725
Balcon		6,36	3,5	13,836	9,86
Escalier	Palier	5,86	2,5	11,661	8,36
	Paillasse	8,67	2,5	15,4545	11,17

II.3 Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux et non structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version2003 et les différents critères.

Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux et des dalles pleines.

CHAPITRE III :

Etude des planchers.

III.1 Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent aux différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Les planchers à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,.....) il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 16 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.2 Plancher à corps creux :

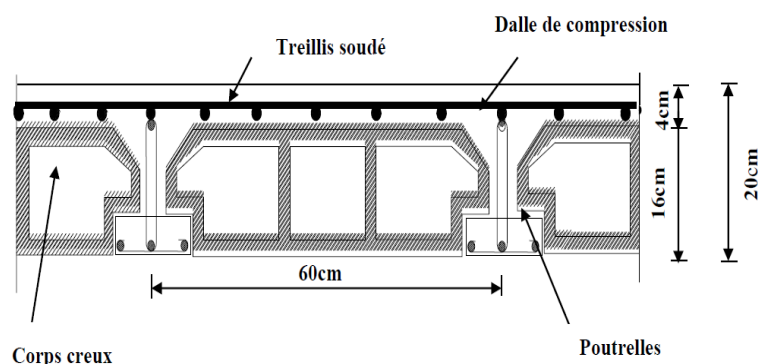


Figure III.1: Constituants d'un plancher corps creux.

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

Pour le ferrailage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées :

- Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armé d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm : pour les armateurs perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.
- Lorsque l'écartement (L_n) entre les axes des nervures est inférieur ou égale à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e \quad ; \quad A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaires aux nervure $\left(A_{\perp} \text{ en } \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$

A_{\parallel} : la section des armatures parallèles aux nervure $\left(A_{\parallel} \text{ en } \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$

Lorsque l'écartement (L_n) entre les axes des nervures, est compris entre 50 cm et 80 cm.

$$A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{f_e} \quad \text{et} \quad A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

L_n : distance entre axe des nervures en cm

f_e : limite d'élasticité (treillis soudé $\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow f_e 520 \text{ mpa}$)

- Armateur perpendiculaire aux nervures :

$$A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{60}{520} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{0,46 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow 6\phi 6 \text{ A } \perp = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armateur parallèle aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{\parallel} \geq \frac{1,7}{2} \rightarrow A_{\parallel} \geq 0,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 6 \rightarrow A_{\parallel} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles treillis sont des éléments en béton armé fabrique à partir d'acier insérés sans tension destinés à la réalisation de planchers d'habitation et de vide sanitaire. Elles sont calculées en flexion simple, comme des poutrelles sur plusieurs appuis.

Dimensions :

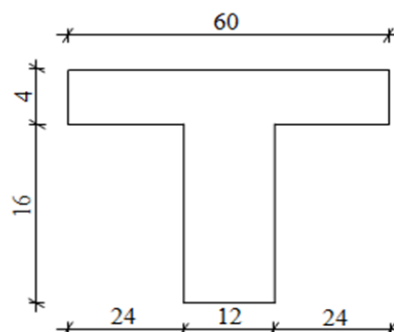


Figure III.2: Dimensions des poutrelles.

$ht: 20\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 12\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm} \quad ; \quad b = 60\text{cm}.$

III.2.2.1 Evaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suite :

✓ **A usage d'habitation :**

ELU : $(1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6 = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 5,4486 \text{ KN/m}^2$

ELS : $(G+Q) \times 0,6 = (5,06 + 1,5) \times 0,6 = 3,936 \text{ KN/m}^2$

✓ **A usage commercial :**

ELU : $(1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6 = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 5) \times 0,6 = 8,60 \text{ KN/m}^2$

ELS : $(G+Q) \times 0,6 = (5,06 + 5) \times 0,6 = 6,036 \text{ KN/m}^2$

✓ **A usage administratif :**

ELU : $(1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6 = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5) \times 0,6 = 6,35 \text{ KN/m}^2$

ELS : $(G+Q) \times 0,6 = (5,06 + 2,5) \times 0,6 = 4,54 \text{ KN/m}^2$

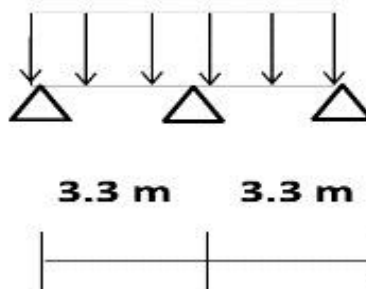
✓ **Terrasse**

ELU : $(1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6 = (1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 1) \times 0,6 = 6,05 \text{ KN/m}^2$

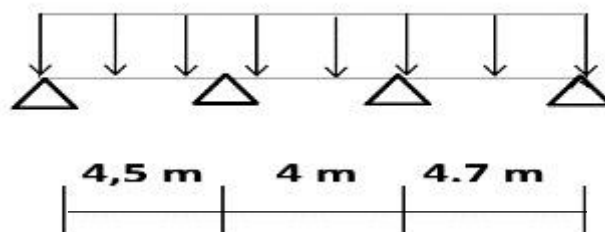
ELS : $(G+Q) \times 0,6 = (6,36 + 1) \times 0,6 = 4,416 \text{ KN/m}$

✓ **Type de poutrelle :**

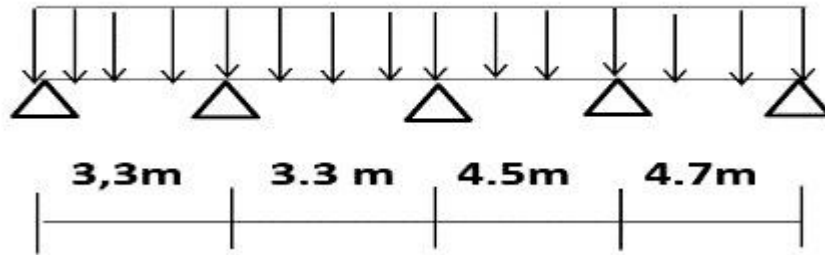
2 travées :



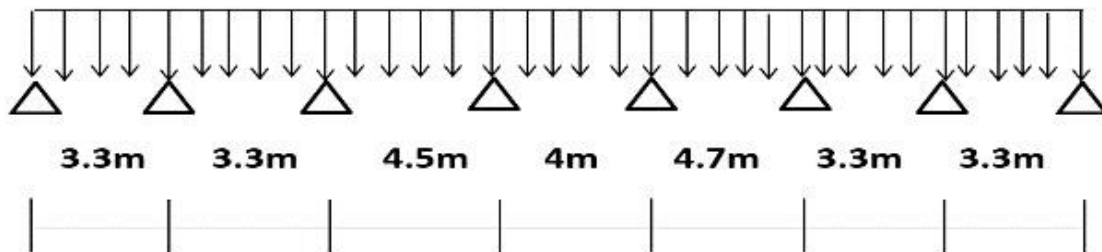
3 travées :



4 travées :



7 travées :



III.2.2.2 Déterminations des sollicitations :

❖ Méthode de calcul :

Le règlement BAEL 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode 3 moments
- RDM 6

On utilise logiciel RDM 6 pour calculer les poutrelles continues en béton armé.

➤ **RDM 6 :**

Tableau III.1: Les moments à L'ELU et ELS [terrasse, habitation, commercial et administratif].

	ELU (KN*m)					ELS (KN*m)			
	Type	Ma	Mt	x	T	Ma	Mt	x	T
Usage habitation	2 travées	-7,417	4,172	5,359	11,23	-5,358	3,014	1,234	8,118
	3 travées	-10,86	10,10	11,269	14,45	-7,85	7,29	11,269	1,044
	4 travées	-10,62	6,233	13,59	13,1	-7,675	4,502	13,59	9,466
	7 travées	-9,029	6,465	17,494	12,61	-6,523	4,671	17,494	9,112
Terrasse	2 travées	-8,238	4,634	1,234	12,48	-6,01	3,381	5,359	9,108
	3 travées	-12,07	11,21	11,269	16,05	-8,809	8,187	11,269	11,71
	4 travées	-11,8	6,923	13,59	14,55	-8,61	5,051	13,594	10,62
	7 travées	-10,02	7,18	17,494	14,01	5,24	-7,318	17,494	10,22
Usage commercial	2 travées	-11,7	6,585	1,234	17,74	-8,22	4,622	5,359	12,44
	3 travées	-17,15	15,94	11,269	22,81	-12,04	11,19	11,27	16,01
	4 travées	-16,77	9,837	13,59	20,68	-11,76	6,9	13,59	14,51
	7 travées	-14,25	10,2	17,49	19,91	-9,8	6,908	17,45	14,16
Usage administrative	2 travées	-8,644	4,862	1,234	13,09	-6,18	3,476	1,234	9,364

3 travées	-12,66	11,77	11,27	16,84	-9,056	8,417	11,269	12,04
4 travées	-12,38	7,264	13,594	15,27	-8,852	5,193	13,594	10,91
7 travées	-10,52	7,535	17,494	14,7	-7,524	5,387	17,494	10,51

III.2.2.3 Calcul de ferrailage :

❖ En travée :

ELU :

$M_0 = M_t$: moment fléchissant équilibré par la table de compression

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

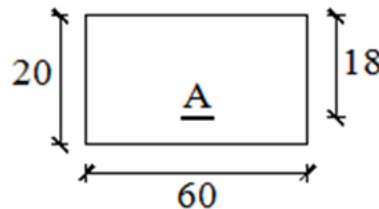


Figure III.3: Section de calcul de poutrelle.

$$M_0 = \sigma_b \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad , h_0 = 4 \text{ cm} \quad , d = h_t - \frac{h_t}{10} = 20 - \frac{20}{10} = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = 14,2 \times 4 \times 60 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ cm} > 15940 \text{ cm}$$

Donc : la zone de compression se trouve dans la table de compression.

ϕ_a = section de calcul sera une section rectangulaire de dim(60 × 20).

- Vérification de l'existence des armateurs comprime :

$$\mu = \frac{M_0}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{15940}{14,2 \times (18)^2 \times 60}$$

$$\mu = 0,058 < \mu_c = 0,391 \text{ (acier ECE 400)}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058} \right) = 0,0747$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,0747) = 0,971$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{cl} = \frac{M_0}{d \times \sigma_s \times \beta} = \frac{15940}{18 \times 348 \times 0,971} = 2,55 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cl}; A_{min}) = \max(2,55; 1,304) \text{ cm}^2 \rightarrow A = 2,55 \text{ cm}^2.$$

Choix : 2T14 = 3,08cm².

❖ **En appui :**

La table de compression se trouve dans la partie tendu.

La section de calcul est une section rectangulaire (b*h) = (12*20).

• **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{M_0}{\sigma_b \times d^2 \times b_0} = \frac{17150}{14,2 \times (18)^2 \times 12} = 0,311 < \mu_c = 0,392$$

Donc A' existe $\rightarrow 1000\varepsilon_c > 1000\varepsilon_c$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,311}) = 0,482$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,482) = 0,807$$

$$A' = \frac{M_0}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17150}{348 \times 0,807 \times 18} = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cl}; A_{min}) = \max(3,39; 0,26) \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

Choix : 3T12=3,39cm²

❖ **Vérification à ELS :**

Comme la fissuration est considérée comme peut nuisible \rightarrow il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

On doit vérifier que : $U_b \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$

- Section rectangulaire
- Flexion simple
- Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée donc la vérification de U_s n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

✓ *En travée* : $\gamma = \frac{15940}{11190} = 1,42$
 $\alpha = 0,088 < \alpha = \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \rightarrow \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$
 ✓ *En appui* : $\gamma = \frac{17150}{12040} = 1,43$
 $\alpha = < \alpha = \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \rightarrow \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

Conclusion : les armateurs calculés à ELU sont maintenues.

❖ *Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\sigma_b} ; 5\right) MPa \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{14,2} ; 5\right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d \times 100} = \frac{22810}{12 \times 18 \times 100} = 1,06 MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5) MPa$$

$$\tau_u = 1,06 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

❖ *Diamètre des armatures transversales :*

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_b ; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35} ; \phi_b ; \frac{12}{10}\right) = \min(0,57 ; 1 ; 1,2)$$

On prend $\phi = 6mm$ avec une nuance d'acier FeE400

Choix : $2\phi 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$.

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'amede de la nervure.

❖ *Espacement des armatures transversales : (Art-A.5.1.22/BAEL 99)*

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40cm) = \min(18,9 ; 40cm) \rightarrow S_t \leq 18,9cm$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.3 Schéma de ferraille de plancher à corps creux :

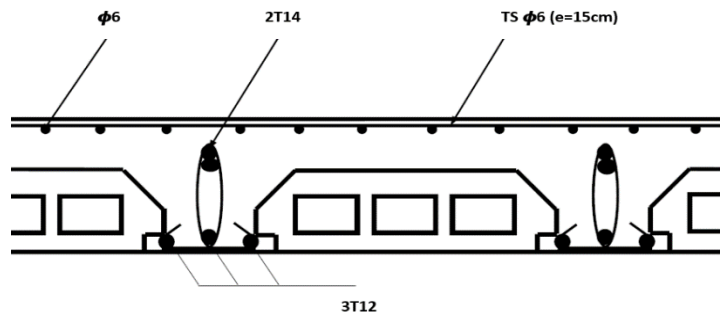


Figure III.4: Schéma de ferrillage de plancher à corps creux.

III.3 Plancher à dalle pleine rectangulaire :

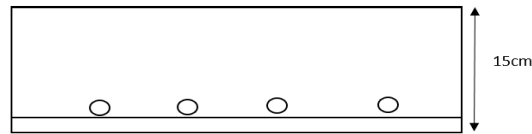


Figure III.5: Section de la dalle pleine.

III.3.1 Evaluation des charges :

1. D’après la décente de charge effectuée précédemment

On a : $G = 6,01KN/m^2$ et $Q = 2,5 KN/m^2$

➤ **Combinaison fondamentale :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 6,01 + 1,5 \times 2,50 = 11,864KN/m^2$$

Pour une bonde de 1 m de largeur :

$$\bar{q}_{ser} = G + Q = 6,01 + 2,5 = 8,51kn/m^2$$

ELU :

$$M_{u x} = M_{u x} \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{u y} = M_{u x} \times \mu_{uy}$$

ELS :

$$M_{ser x} = M_{ser x} \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{sx} = M_{sx} \times \mu_{ser y}$$

III.3.2 Distributions des moments du panneau :

Selon BAEL calcule des dalles en béton armé :

En deux sens $\rightarrow si \rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,4$ et en un seul sens $\rightarrow Si \rho = \frac{l_x}{l_y} < 1$.

Tableau III.2: Distribution des moments des panneaux.

Panneaux	ly	lx	$\rho=l_x/l_y$	μ_x	μ_y	ELU (KN.M)		ELS(KN.M)	
						Mux	Muy	Msx	Msy
1	3,6	3,3	0,91666667	0,041	0,8875	5,29715736	4,70122716	3,7996299	3,37217154
2	4,5	3,6	0,8	0,0561	0,5959	8,62579238	5,14010968	6,18724656	3,68698023
3	4	3,6	0,9	0,0456	0,7834	7,01133926	5,49268318	5,02920576	3,93987979
4	4,7	3,6	0,76595745	0,0561	0,5959	8,62579238	5,14010968	6,18724656	3,68698023
5	4,2	3,3	0,78571429	0,0561	0,5959	7,24806166	4,31911994	5,19900579	3,09808755

6	4,5	4,2	0,93333333	0,041	0,8875	8,58051936	7,61521093	6,1547724	5,46236051
7	4,2	4	0,95238095	0,041	0,8875	7,782784	6,9072208	5,58256	4,954522
8	4,9	3,3	0,67346939	0,0684	0,432	8,83720886	3,81767423	6,33889476	2,73840254
9	4,9	4,5	0,91836735	0,041	0,8875	9,850086	8,74195133	7,0654275	6,27056691
10	4,9	4	0,81632653	0,0506	0,6864	9,6050944	6,5929368	6,889696	4,72908733
11	4,9	4,7	0,95918367	0,041	0,8875	10,7451062	9,53628172	7,7074219	6,84033694
12	4	3,3	0,825	0,0506	0,6864	6,53746738	4,48731761	4,68929934	3,21873507
13	4,5	4	0,88888889	0,0456	0,7834	8,6559744	6,78109034	6,208896	4,86404913
14	4	4	1	0,0368	1	6,9855232	6,9855232	5,010688	5,010688
15	4,7	4	0,85106383	0,0506	0,6864	9,6050944	6,5929368	6,889696	4,72908733

Dans notre cas on a $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,4$ donc les calculs sont en deux sens.

On prend le panneau plus défavorable :

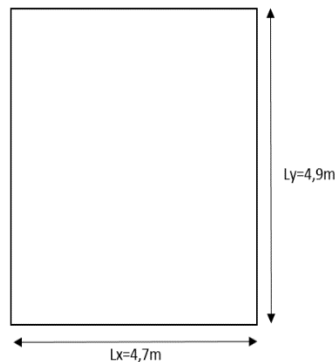


Figure III.6: Section du panneau le plus défavorable.

$$\rho = \frac{4,7}{4,9} = 0,95 > 0,4$$

ELU : dans le tableau $\mu=0$:

$$\mu_x = 0,0410 \text{ et } \mu_y = 0,8875$$

$$M_{u_x} = 10,745 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{u_y} = 9,536 \text{ KN.m}^2$$

ELS : dans le tableau $\mu=0,2$:

$$\mu_x = 0,0483 \text{ et } \mu_y = 0,9236$$

$$M_{ser\ x} = M_{ser\ x} \times \mu_x \times l_x^2 = 8,51 \times 0,0483 \times 4,7^2 = 9,08\text{KN.m}^2$$

$$M_{sx} = M_{sx} \times \mu_{ser\ y} = 9,08 \times 0,9236 = 8,39\text{KN.m}^2$$

$$M_{s\ x} = 9,08\text{KN.m}^2$$

$$M_{s\ y} = 8,39\text{KN.m}^2$$

III.3.3 Calcul des moments :

✓ Sens x-x :

Travée : $M_{t\ u} = 10,745 \times 0,75 = 8,06\text{KN.m}^2$ et $M_{t\ s} = 9,08 \times 0,75 = 6,81\text{KN.m}^2$

Appui : $M_{a\ u} = 10,745 \times 0,5 = 5,37\text{KN.m}^2$ et $M_{a\ s} = 9,08 \times 0,5 = 4,54\text{KN.m}^2$

✓ Sens y-y :

Travée : $M_{t\ u} = 9,536 \times 0,75 = 7,152\text{KN.m}^2$ et $M_{t\ s} = 8,39 \times 0,75 = 6,30\text{KN.m}^2$

Appui : $M_{a\ u} = 9,536 \times 0,5 = 4,768\text{KN.m}^2$ et $M_{a\ s} = 8,39 \times 0,5 = 4,20\text{KN.m}^2$

• Déterminer de l'enrobage :

ϕ : diamètre maximum des armatures utilisé dans une dalle de 15 cm $\phi \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5\text{cm}$

On prend T10 comme choix donc $c_x = 1,5\text{ cm}$ et $c_y = 2,5\text{ cm}$

c_x = centre de barre à la base de dalle. et $a = 1$ (peu nuisible)

$$c_x = a + \frac{\phi}{2} = 1 + \frac{1}{2} = 1,5\text{cm}$$

$$c_x = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 1 + 1 + \frac{1}{2} = 2,5\text{cm}$$

$$d_x = h - c_x = 15 - 1,5 = 13,5\text{cm} \text{ et } d_y = h - c_y = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$$

III.3.4 Calcul de ferrailage :

▪ Vérification de l'existence de A' :

En travée :

➤ ELU :

✓ Sens x-x :

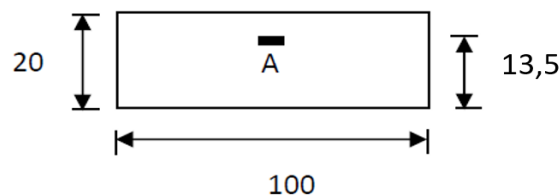


Figure III.7: Positionnement de l'armature sens x-x.

$$\mu = \frac{M_{t\ x}}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{8,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{\text{FeE400}}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,031 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,039$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,039) = 0,984$$

$$A = \frac{M_{tx}}{dx \times \beta \times \sigma_s} = \frac{8060}{348 \times 0,984 \times 13,5} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures en condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cl}; A_{\min}) = \max(1,75; 0,8) \text{ cm}^2 = 1,75 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8=2,01cm²

$$\text{On prend : } S_t = \frac{100}{\phi} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Sens y-y :**

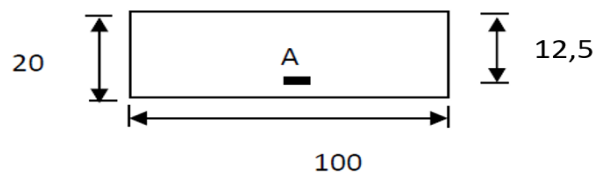


Figure III.8: Positionnement de l'armature sens y-y.

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times x \times \sigma_b} = \frac{7152}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{\text{FeE400}}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0,041$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,041) = 0,984$$

$$A = \frac{M_{ty}}{dy \times \beta \times \sigma_s} = \frac{7152}{348 \times 0,984 \times 12,5} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures en condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,8\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cl}; A_{\min}) = \max(1,67; 0,8) \text{ cm}^2 = 1,67\text{cm}^2$$

Choix : 4T8=2,01cm²

$$\text{On prend : } S_t = \frac{100 \cdot 100}{\phi \cdot 4} = 25\text{cm}$$

➤ **En appui :**

✓ **Sens x-x :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{5370}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{\text{FeE400}}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,021 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,026) = 0,9896$$

$$A = \frac{M_{tx}}{d_x \times \beta \times \sigma_s} = \frac{5370}{348 \times 0,9896 \times 13,5} = 1,16\text{cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures en condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,8\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cl}; A_{\min}) = \max(1,16; 0,8) \text{ cm}^2 = 1,16\text{cm}^2$$

Choix : 3T8=1,51cm²

$$\text{On prend : } S_t = \frac{100 \cdot 100}{\phi \cdot 3} = 35\text{cm}$$

✓ **Sens y-y :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{4768}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,0215 < \mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{\text{FeE400}}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,191 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0215}) = 0,027$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,027) = 0,9892$$

$$A = \frac{M_{tx}}{d_y \times \beta \times \sigma_s} = \frac{4786}{348 \times 0,9892 \times 12,5} = 1,11 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures en condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cl}; A_{\min}) = \max(1,11; 0,8) \text{ cm}^2 = 1,11 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T8=1,51cm²

$$\text{On prend : } S_t = \frac{100 - 100}{\phi - 3} = 35 \text{ cm}$$

Vérification de disposition d'armateur :

Armateur longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = \min(45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ min}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Armateur de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45) \text{ cm} = \min(4 \times 15; 45) \text{ cm} = \min(60; 45) \text{ cm} = 45 \text{ min}$$

$$S_t = 35 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **ELS:**

On considère que la fissuration est peu nuisible :

Aucune vérification $\sigma_s \leq \sigma_s^-$

a) Flexion simple si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

b) Acier FeE400 $\rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^-$

c) Section rectangulaire $\rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Sens x-x :

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8060}{6810} = 1,18$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,039 \leq \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 \rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées en ELU concernant

✓ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5370}{4540} = 1,18$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,039 \leq \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 \rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées en ELU concernant :

Sens y-y:

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7152}{6300} = 1,14$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,032 \leq \frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32 \rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées en ELU conviennent.

✓ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4768}{4200} = 1,13$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,032 \leq \frac{1,13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,342 \rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées en ELU conviennent.

III.3.5 Schéma de ferrailage de la dalle pleine :

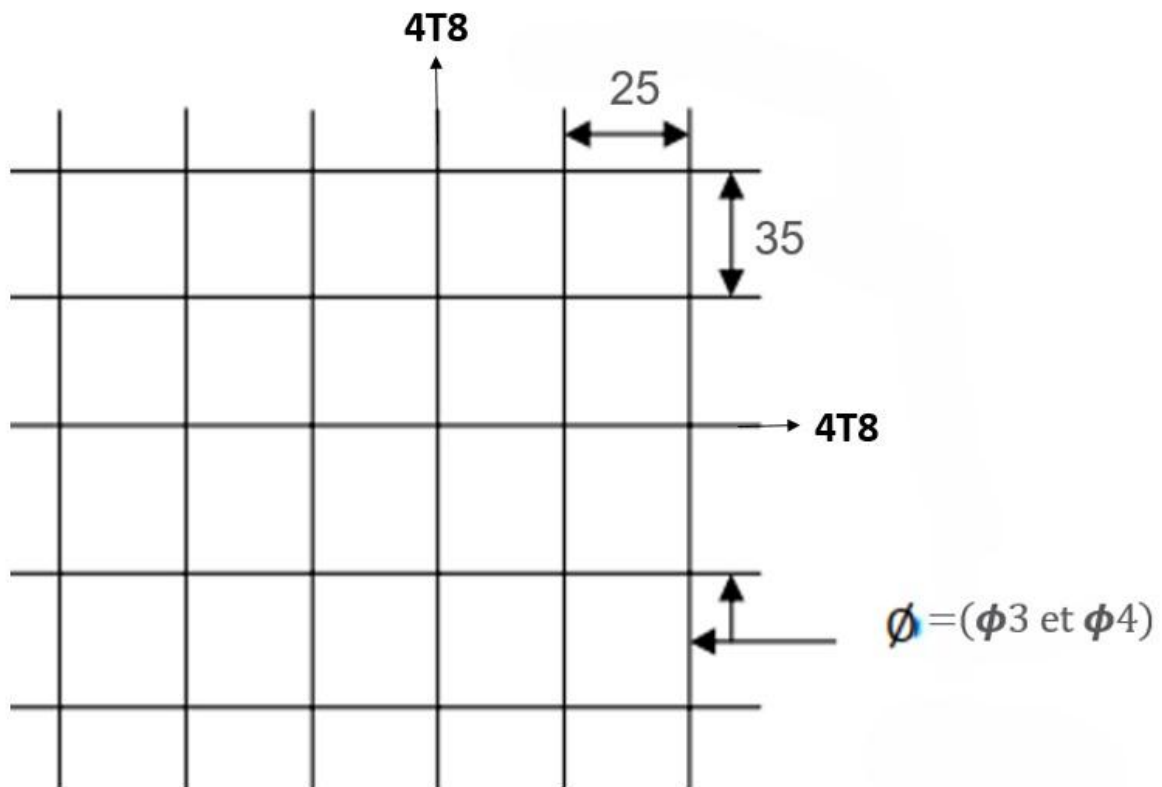


Figure III.9: Ferrailage de la dalle pleine.

CHAPITRE IV :

Calcul des éléments non structuraux.

IV.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie ni du système de contreventement ni du système porteur. Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers. Ils sont réalisés généralement en maçonnerie (cloisons, murs de façades) ou en béton (acrotère, escaliers).

Dans ce chapitre, est consacré au calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Escalier.
- Balcon.

IV.2 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, et soumise à son poids propre et à une charge horizontale dont la valeur est égale à 1 kN/ml.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Charge :

1. Poids propre de l'acrotère : $G = 1.725 \text{ KN/ml}$.
2. Surcharge (la main courante) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

IV.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

- ✓ Surface : $S = (60 \times 10) + (8 \times 10) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right) = 690 \text{ cm}^2 \rightarrow S = 0.069 \text{ m}^2$.
- ✓ Effort normal du au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.725 \times 1 = 1.725 \text{ KN}$.
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = \max (1 \text{ KN/ml} ; F_p)$
- ✓ La force sismique F_p :

La force sismique est donnée par la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3)

Tel que :

- A :** Coefficient d'accélération (Zone III, Groupe d'usage 2).
- C_p :** Facteur de force horizontale.

Wp : Poids de l'acrotère.

A	Cp	Wp (KN/ml)	Fp (KN/ml)
0.25	0.8	1.725	1.38

Donc la surcharge d'exploitation $Q = \max(1\text{KN/ml} ; Fp) \rightarrow Q = 1.38\text{KN/ml}$.

- ✓ Effort tranchant : $T = Q \times l = 1.38\text{KN}$.
- ✓ Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $Mq = Q \times H \times l = 0.828\text{KN.m}$

IV.2.2 Calcul des sollicitations :

➤ **ELU :**

- ✓ Effort normal : $N_u = 1.35 \times N_G = 1.35 \times 1.725 = 2.328\text{KN}$
- ✓ Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \times M_q = 1.5 \times 0.828 = 1.24\text{KN.m}$
- ✓ Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1.38 = 2.07\text{KN}$

➤ **ELS :**

- ✓ Effort normal : $N_s = N_G = 1.725\text{KN}$
- ✓ Moment d'encastrement : $M_s = M_q = 0.828\text{KN.m}$
- ✓ Effort tranchant : $T_s = T = 1.38\text{KN}$

Tableau IV.1: Les valeurs des moments et efforts normaux et tranchants pour l'acrotère.

	N (KN)	M(KN.m)	T(KN)
Etat limite ultime	2.328	1.24	2.07
Etat limite service	1.725	0.828	1.38

IV.2.3 Calcul de ferrailage :

La section est sollicitée en flexion composée, le ferrailage est calculé à l'ELU en considérant les efforts rapportés au centre de gravité.

Avec :

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur : 100cm
- c et c' : enrobage : 2cm
- d = h-c : Hauteur utile
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

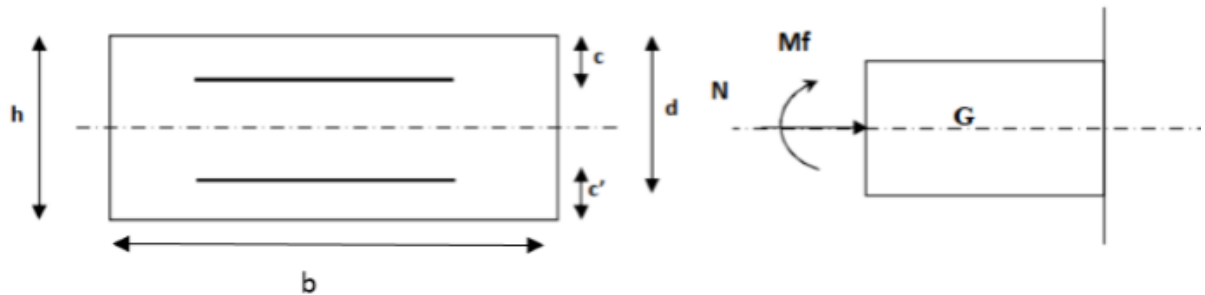


Figure IV.1: Direction des moments et efforts sur l'acrotère.

➤ **ELU :**

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.24 \times 10^2}{2.328} = 53.26 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{2} - c < e_u$$

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

Donc : $e_u > a$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Calcul en flexion simple :**

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1.24 + 2.328 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.32 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_{bu} = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (Section simplement armée → Pas d'armatures comprimées).

$$\alpha_u = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014} \right) = 0.0176$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0176 = 0.993$$

✓ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.32 \times 10}{0.992 \times 0.08 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul en flexion composé :

✓ La section des armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.47 - \frac{2.328 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.40 \text{ cm}^2$$

➤ **Verification à L'ELU :**

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL 91, CBA93)

$$A_{min} \leq A_s$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \frac{48 - 0.45 \times 8}{48 - 0.185 \times 8} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Tel que: $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.828 \times 10^2}{1.725} = 48$

$$A_{min} = 0.92 \text{ cm}^2 > A_s = 0.40 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

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

$$A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ tel que } A_s > A_{min} > 0.40 \text{ Pour vérifier la condition de non fragilité}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.92 \text{ cm}^2 = A_{min} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Avec un espacement : $St=25\text{cm}$.

✓ Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2, \quad \text{on prend : } A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Repartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

2. Verification au cisaillement (ART : 5.1.21.BAEL91 ; CBA93)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \text{ avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(0.1 \times 25; 4) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Tel que : $T_u^{max} = 2.07 \text{ KN}$

✓ $\tau_u = \frac{2.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.026 MPa$

✓ $\tau_u = 0.026 < \bar{\tau} = 2.5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3. Vérification de l'adhérence des barres (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement → 1.5 pour FeE400.

$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres.

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8mm$)

$\sum_{i=1}^n U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05cm$

✓ $\tau_{se} = \frac{2.07 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.286 MPa$

✓ $\tau_{se} = 0.286 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

La condition est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

4. Longueur de scellement droit (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

✓ $L_s = 40\phi \rightarrow$ pour FeE400

✓ $L_s = 50\phi \rightarrow$ pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE400 : $L_s = 40 \times 0.8 = 32cm$

➤ **Vérification à L'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

✓ La contrainte dans les aciers : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

✓ La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})]$

Tel que :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \rightarrow \begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\eta=1.6$

$$K = \frac{M_s}{I} \text{ avec } I : \text{Moment d'inertie} = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_s(y - d)^2]$$

y : Position de l'axe neutre.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0 \Rightarrow y = 1.91cm.$$

✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_s(y - d)^2] \Rightarrow I = 1350.46cm^4$$

$$K = \frac{0.828 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 60.74N/mm^3$$

✓ $\bar{\sigma}_s = \min[226.6MPa; \max(200MPa; 201.6MPa)] = 201.6MPa$

✓ $\sigma_s = nK(d - y)$ tel que $n = 15$; $\sigma_s = 15 \times 60.74(0.08 - 0.0191) = 55.44MPa$

✓ $\sigma_s = 55.44MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.6MPa \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

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

✓ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

✓ $\sigma_{bc} = K \times y = 60.74 \times 0.0191 = 1.16MPa$

✓ $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa > \sigma_{bc} = 1.16MPa \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

• **Vérification de l'écartement des barres**

$$s_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(30cm; 33cm) = 30cm$$

On prend $S_t = 25cm < 30cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

✓ **Armature de répartition**

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

On prend $s_t = 15cm < 40cm \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$

IV.2.4 Schéma de ferrailage

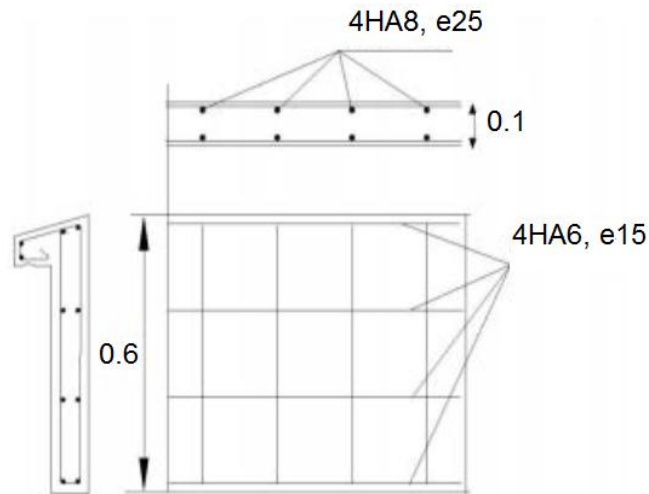


Figure IV.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3 Calcul des escaliers

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, la fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries.

Note : Il suffit de calculer une seule volée de grande portée (la plus défavorable) et adopter le même ferrailage pour les autres volées.

❖ **Escalier étage courant : (2volées)**

Tableau IV.2:Charge d'escalier étage courant.

Les charges	Paillasse	Palier
Charge permanente G (KN/m ²)	8.67	5.86
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)	2.5	2.5

IV.3.1 Calcul des sollicitations :

Tableau IV.3: Calcul des sollicitations de la paillasse et palier à L'ELU et L'ELS.

	ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$	ELS : $P_s = G + Q$
Paillasse	$P_{u1} = 1.35 \times 8.67 + 1.5 \times 2.5 = 15.45 \text{KN/m}^2$	$P_{s1} = 8.67 + 2.5 = 11.17 \text{KN/m}^2$
Palier	$P_{u2} = 1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 2.5 = 11.66 \text{KN/m}^2$	$P_{s2} = 5.86 + 2.5 = 8.36 \text{KN/m}^2$

IV.3.2 Calcul des efforts internes:

➤ L'ELU :

❖ Calcul des réactions

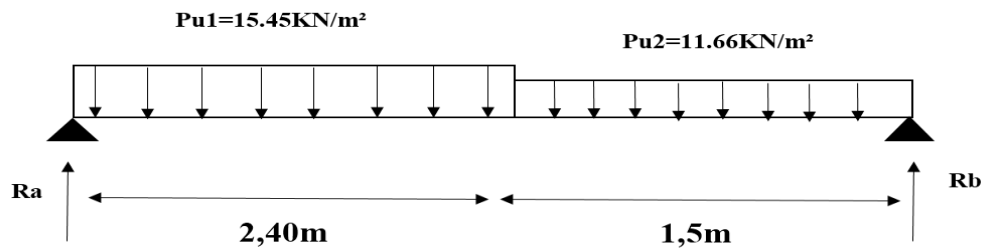


Figure IV.3: Schéma statique de l'escalier à L'ELU.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = P_{u1} \times 2.40 + P_{u2} \times 1.5$$

$$R_a + R_b = 15.45 \times 2.40 + 11.66 \times 1.5 = 54.57 \text{KN}$$

$$\sum M_a = 0 \Rightarrow (R_b \times 3.9) - P_{u2} \times 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 2.4 \right) - P_{u1} \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} \right) = 0$$

$$\checkmark R_b = \frac{P_{u2} \times 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 2.4 \right) + P_{u1} \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} \right)}{3.9} = \frac{11.66 \times 1.5 (3.15) + 15.45 \times 2.4 (1.2)}{3.9} = 25.5 \text{KN}$$

$$\sum M_b = 0 \Rightarrow -(R_a \times 3.9) + P_{u1} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right) + P_{u2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} \right) = 0$$

$$\checkmark R_a = \frac{P_{u1} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right) + P_{u2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} \right)}{3.9} = \frac{15.45 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right) + 11.66 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} \right)}{3.9} = 29 \text{KN}$$

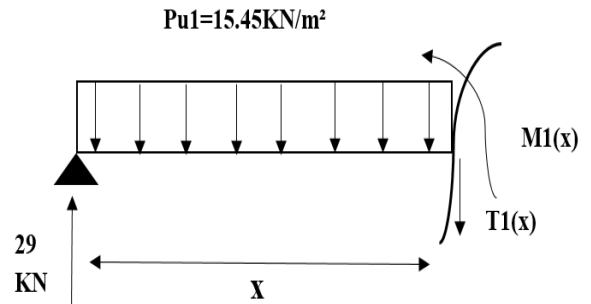
❖ **Calcul de l'effort tranchant**

✓ 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 2.4m$

$$T_{1(x)} - 29 + P_{u1}x = 0$$

$$T_{1(x)} = -P_{u1}x + 29$$

- Pour $x = 0 m \Rightarrow T_{1(x)} = +29KN$
- pour $x = 2.4 m \Rightarrow T_{1(x)} = -8.08KN$



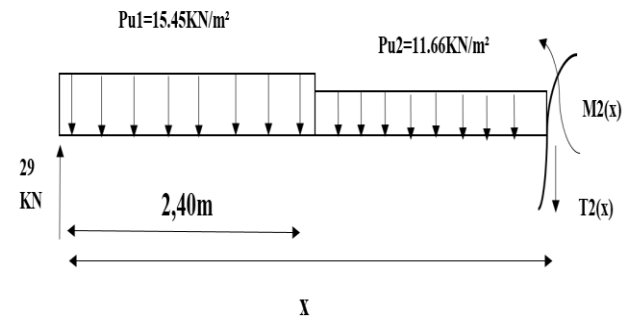
✓ 2^{ème} tronçon : $2.4m \leq x \leq 3.9m$

$$T_{2(x)} - 29 + P_{u1} \times 2.4 + P_{u2}(x - 2.4) = 0$$

$$T_{2(x)} = -P_{u2}(x - 2.4) - 15.45 \times 2.4 + 29$$

$$T_{2(x)} = -11.66x + 19.9$$

- Pour $x = 2.4 \Rightarrow T_{2(x)} = -8.08KN$
- Pour $x = 3.9 \Rightarrow T_{2(x)} = -25.57KN$



❖ **Calcul de moment fléchissant**

✓ $0m \leq x \leq 2.4m$

$$M_{1(x)} - 29x + P_{u1} \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0 \Rightarrow M_{1(x)} = -7.725(x^2) + 29x$$

- Pour $x = 0m \Rightarrow M_{1(x)} = 0KN.m$
- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_{1(x)} = -7.725 \times (2.4)^2 + 29 \times 2.4 = 25.1KN.m$

✓ $2.4m \leq x \leq 3.9m$

$$M_{2(x)} - 29x + (P_{u1} \times 2.4) \left(x - \frac{2.4}{2}\right) + P_{u2} \left(\frac{(x-2.4)^2}{2}\right) = 0$$

$$M_{2(x)} = -5.83x^2 + 19.9x + 10.9$$

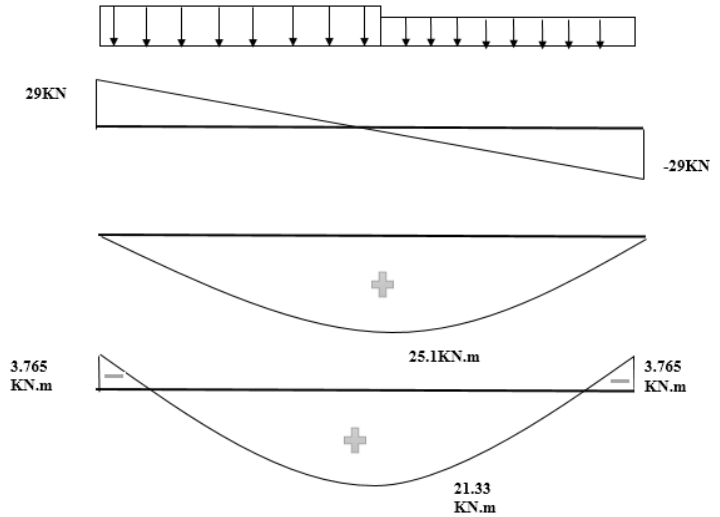
- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_{2(x)} = 25.07KN.m$
- Pour $x = 3.9m \Rightarrow M_{2(x)} = -0.16KN.m$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M max au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis	En travées
$M_{ua} = -0.15M_{max} = -0.15 \times 25.1 = -3.765KN.m$	$M_{ut} = 0.85M_{max} = 0.85 \times 25.1 = 21.33KN.m$

- ❖ Effort tranchant $T_{max} = 29KN$
- ❖ Moment isostatique $M_{max} = 25.1KN.m$
- ❖ Moments corrigés $M_{ua} = -3.765KN.m$
 $M_{ut} = 21.33KN.m$



➤ L'ELS :

❖ Calcul des réactions

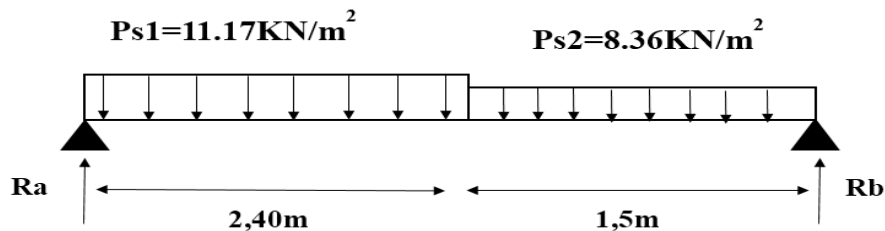


Figure IV.4: Schéma statique de l'escalier à L'ELS.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = P_{s1} \times 2.40 + P_{s2} \times 1.5$$

$$R_a + R_b = 11.17 \times 2.40 + 8.36 \times 1.5 = 39.35KN$$

$$\sum M_a = 0 \Rightarrow (R_b \times 3.9) - P_{s2} \times 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 2.4 \right) - P_{s1} \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} \right) = 0$$

$$\checkmark R_b = \frac{P_{s2} \times 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 2.4 \right) + P_{s1} \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} \right)}{3.9} = \frac{8.36 \times 1.5 (3.15) + 11.17 \times 2.4 (1.2)}{3.9} = 18.37KN$$

$$\sum M_b = 0 \Rightarrow - (R_a \times 3.9) + P_{s1} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right) + P_{s2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} \right) = 0$$

$$\checkmark R_a = \frac{P_{s1} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right) + P_{s2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} \right)}{3.9} = \frac{11.17 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right) + 8.36 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} \right)}{3.9} = 22KN$$

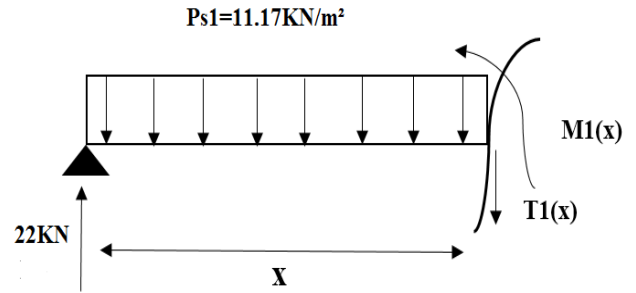
❖ **Calcul de l'effort tranchant**

✓ 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 2.4m$

$$T_1(x) - 22 + P_{s1}x = 0$$

$$T_1(x) = -P_{s1}x + 22$$

- Pour $x = 0 m \Rightarrow T_1(x) = +22KN$
- pour $x = 2.4 m \Rightarrow T_1(x) = -4.8KN$



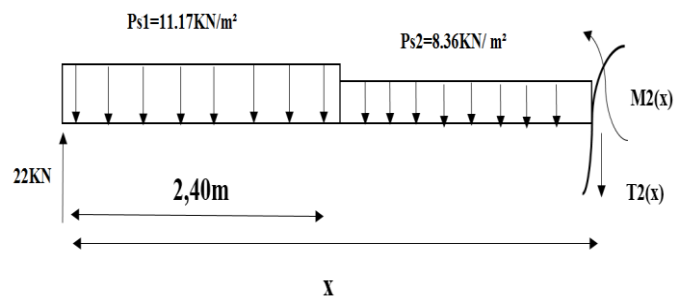
✓ 2^{ème} tronçon : $2.4m \leq x \leq 3.9m$

$$T_2(x) - 22 + P_{s1} \times 2.4 + P_{s2}(x - 2.4) = 0$$

$$T_2(x) = -P_{s2}(x - 2.4) - 11.17 \times 2.4 + 22$$

$$T_2(x) = -8.36x + 15.256$$

- Pour $x = 2.4 \Rightarrow T_2(x) = -4.8KN$
- Pour $x = 3.9 \Rightarrow T_2(x) = -17.35KN$



❖ **Calcul de moment fléchissant**

✓ $0m \leq x \leq 2.4m$

$$M_1(x) - 22x + P_{s1} \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0 \Rightarrow M_1(x) = -5.585(x^2) + 22x$$

- Pour $x = 0m \Rightarrow M_1(x) = 0KN.m$
- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_1(x) = -5.585 \times (2.4)^2 + 22 \times 2.4 = 20.6KN.m$

✓ $2.4m \leq x \leq 3.9m$

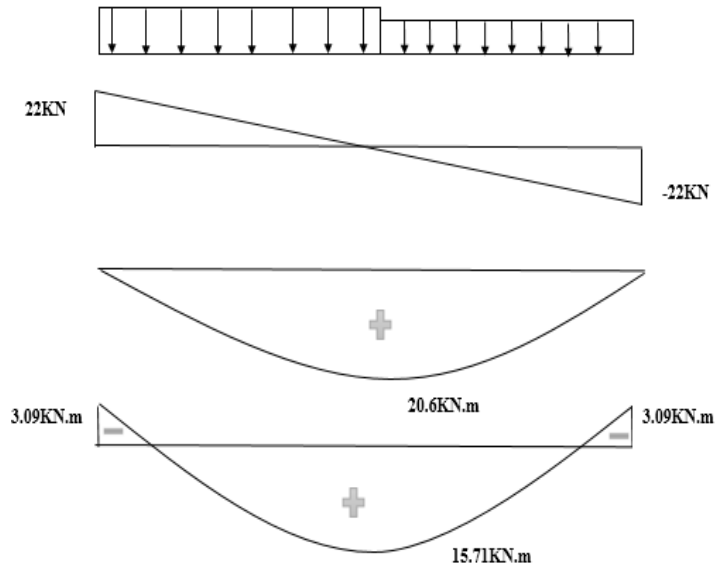
$$M_2(x) - 22x + (P_{s1} \times 2.4) \left(x - \frac{2.4}{2}\right) + P_{s2} \left(\frac{(x-2.4)^2}{2}\right) = 0$$

$$M_2(x) = -4.18x^2 + 15.256x + 8.09$$

- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_2(x) = 20.6KN.m$
- Pour $x = 3.9m \Rightarrow M_2(x) = 4.01KN.m$

Aux appuis	En travées
$M_{sa} = -0.15M_{max} = -0.15 \times 20.6 = -3.09KN.m$	$M_{st} = 0.85M_{max} = 0.85 \times 20.6 = 17.51KN.m$

- ❖ Effort tranchant $T_{max} = 22KN$
- ❖ Moment isostatique $M_{max} = 20.6KN.m$
- ❖ Moments corrigés $M_{sa} = -3.09KN.m$
 $M_{st} = 15.71KN.m$



IV.3.3 Calcul ferrailage d’escalier :

➤ **L’ELU :**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

IV.3.3.1 Calcul des armatures

En appuis : (Les paliers)

Sachant que :

$$b = 1m ; h = 18cm ; d = h - c = 18 - 2 = 16cm; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5$$

$$f_{ub} = 14.2MPa ; \sigma_s = 348MPa ; f_{c28} = 25MPa ; f_e = 400MPa ; f_{t28} = 2.1MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.765 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \Rightarrow \mathbf{SSA}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0125 \rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.765 \times 10}{0.995 \times 0.16 \times 348} = 0.67cm^2$$

Choix des armatures longitudinales en appuis selon le tableau des armatures pour que

$$A_a \geq 0.67cm^2$$

Donc on adopte, **5HA10** = 3.93cm² → **A_a = 3.93cm²**

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

✓ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2 \rightarrow \text{On adopte } 4HA10 = 3.14cm^2 \rightarrow A_r = 3.14cm^2$$

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

En travée : (Les volées)

$$M_{tu} = 21.33KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{21.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.074 \rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.97$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{21.33 \times 10}{0.97 \times 0.16 \times 348} = 3.94cm^2$$

Choix des armatures longitudinales en appuis selon le tableau des armatures pour que

$$A_t \geq 3.94cm^2$$

Donc on adopte, $6HA10 = 4.71cm^2 \rightarrow A_t = 4.71cm^2$

Avec un espacement : $S_t = 15cm$

✓ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17cm^2 \rightarrow \text{On adopte } 4HA10 = 3.14cm^2 \rightarrow A_r = 3.14cm^2$$

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

IV.3.4 Vérification à L'ELU :

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.16 \times 2.1}{400} = 1.93cm^2$$

En travée	En appuis	
$A_t = 4.71cm^2 \geq A_{min} = 1.93cm^2$	$A_a = 3.93cm^2 \geq A_{min} = 1.93cm^2$	Vérifiée
$A_r = 3.14cm^2 \geq A_{min} = 1.93cm^2$	$A_r = 3.14cm^2 \geq A_{min} = 1.93cm^2$	Vérifiée

✓ **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4MPa\right) = \min(0.1 \times 25; 4) = 2.5MPa.$$

Tel que : $T_u^{max} = 29KN$

✓ $\tau_u = \frac{29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.18 MPa$

✓ $\tau_u = 0.18 < \bar{\tau} = 2.5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

✓ **Vérification de l'adhérence d'appuis (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93)**

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement → 1.5 pour FeE400.

$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres.

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 10mm$)

$\sum_{i=1}^n U_i = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7cm$

✓ $\tau_{se} = \frac{29 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.28 MPa$

✓ $\tau_{se} = 1.28 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

La condition est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

✓ $T_{u max} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times b \times 0.9d}{\gamma_s} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9 \times 0.16}{1.5} = 960KN$

✓ $T_{u max} = 29KN < \bar{T}_u = 960KN \dots \dots \dots$ Vérifiée

✓ **Espacement des barres**

	En travée	En appuis	
Les armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(54; 33) = 33cm$	$s_t = 15cm < 33cm$	$s_t = 20cm < 33cm$	Vérifiée
Les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(72; 45) = 45cm$	$s_t = 25cm < 45cm$	$s_t = 25cm < 45cm$	Vérifiée

IV.3.5 Vérification à L'ELS :

✓ **Vérification de la résistance du béton à la compression**

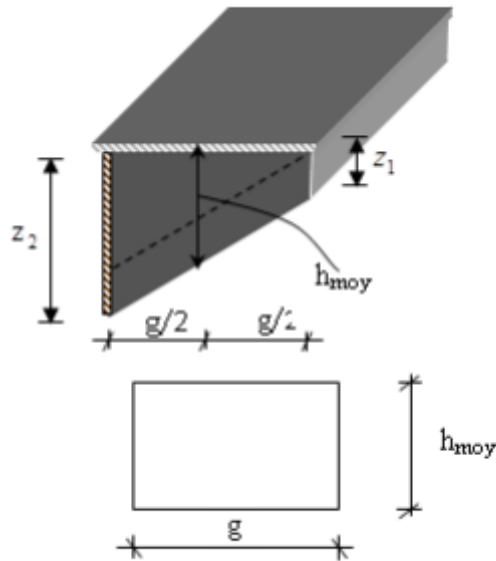


Figure IV.5: Marche porteuse.

❖ Charge permanente :

- 1) Dalle de sol : $0.02 \times 20 \dots\dots\dots 0.4\text{KN/m}^2$
- 2) Mortier de pose : $0.02 \times 20 \dots\dots\dots 0.4\text{KN/m}^2$
- 3) Lit de sable : $0.02 \times 18 \dots\dots\dots 0.36\text{KN/m}^2$
- 4) Poids propre de la marche : $25 \times 0.3 \times 0.147 \dots\dots\dots 1.1025\text{KN/m}^2$
- 5) Enduit ciment : $0.02 \times 10 \dots\dots\dots 0.2\text{KN/m}^2$

$G_t = 2.46\text{KN/m}^2$

Les charges et surcharges	Etat limite ultime	Etat limite service
$G = 2.46\text{KN/m}^2$ $Q = 5 \times 0.3 = 1.5\text{KN/m}^2$	$P_u = 1.35 \times 2.46 + 1.5 \times$ $1.5 = 5.57\text{KN/m}^2$	$P_s = 2.46 + 1.5 = 3.96\text{KN/m}^2$

$$Z_1 = \frac{e_p}{\cos\alpha} = \frac{5}{\cos(37.07)} = 6.2\text{cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2Z_1 + h}{2} = \frac{2 \times 6.2 + 17}{2} = 14.7\text{cm}$$

IV.3.6 Ferrailage :

➤ ELU :

$$M_u = -\frac{q_u L^2}{2} = -\frac{5.57 \times 1.5^2}{2} = -6.26 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul le moment réduit :

$b = 30 \text{ cm} ; h = 14.7 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.26 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.132^2 \times 14.2} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.104 \rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.958$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.26 \times 10}{0.958 \times 0.132 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 13.2 \times 2.1}{400} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$A_t = \max(A_u; A_{min}) = A_u = 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On opte } A_t = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ avec ; } S_t = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

➤ ELS :

$$M_s = -\frac{q_s L^2}{2} = -\frac{3.96 \times 1.5^2}{2} = -4.45 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire $A' = 0$
 - Acier FeE400
- } $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.26}{4.45} = 1.40$$

$$\alpha = 0.104 \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

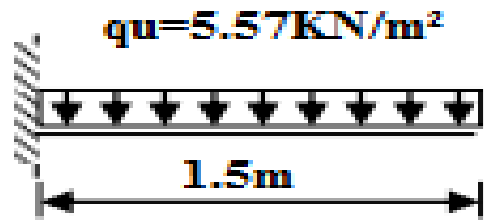
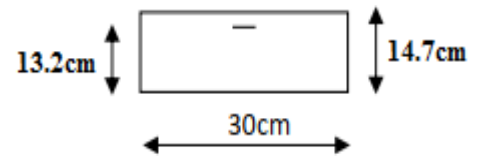


Figure IV.6: Schéma statique de marche porteuse.



IV.3.7 Vérification :

✓ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

IV.3.8 Schéma de ferrailage :

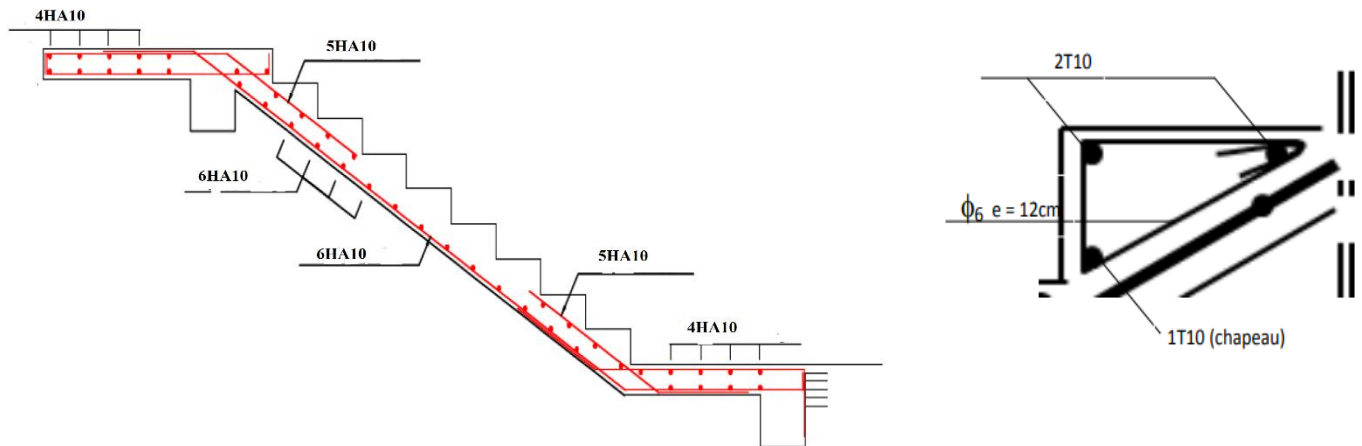


Figure IV.7: Schéma de ferrailage de l'escalier et marche porteuse.

IV.3.6 Calcul de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour servir comme support au escalier, elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids de murs. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

IV.3.6.1 Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL91, les dimensions sont :

✓ Hauteur: $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \rightarrow 28.6 \leq h \leq 43 \rightarrow h = 40cm$

✓ Largeur : $0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \rightarrow b = 25cm$

Tel que :

L : Portée de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

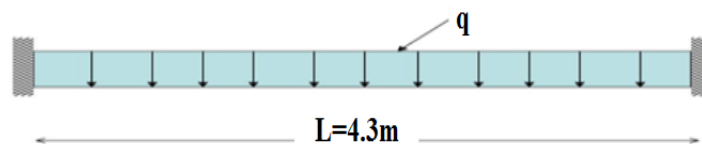


Figure IV.8: Poutre palière.

- **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1)**
 - $h \geq 30cm \rightarrow 40cm > 30cm \dots\dots\dots$ *Verifiée*
 - $b \geq 20cm \rightarrow 25cm > 20cm \dots\dots\dots$ *Verifiée*
 - $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{25} = 1.6 < 4 \dots\dots\dots$ *Verifiée*

Alors notre poutre palière est de : (b x h) = (25 x 40) cm².

IV.3.6.2 Calcul des sollicitations :

- ✓ Charge d'exploitation : $Q=2.5KN/m^2$
- ✓ Son poids propre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.4 = 2.5KN/ml$

Réaction d'appuis provenant de l'escalier :

- ✓ **ELU** : $R_b = 25.5KN$
- ✓ **ELS** : $R_b = 18.37KN$

Tableau IV.4: Calcul des sollicitations à L'ELU et L'ELS.

	ELU	ELS
Combinaison de charge	$q_u = 1.35G_p + R_b = 1.35 \times 2.5 + 25.5 = 28.8KN/ml$	$q_s = G_p + R_b = 2.5 + 18.37 = 20.8KN/ml$
Moment isostatique	$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 28.8 \times \frac{4.3^2}{8} = 66.5KN.m$	$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 20.8 \times \frac{4.3^2}{8} = 48.1KN.m$
Effort tranchant	$T_u = q_u \frac{L}{2} = 28.8 \times \frac{4.3}{2} = 61.9KN$	$T_s = q_s \frac{L}{2} = 20.8 \times \frac{4.3}{2} = 44.7KN$
En appuis Ma	$M_{au} = -0.15M_0 = -0.15 \times 61.9 = -9.28KN.m$	$M_{as} = -0.15M_0 = -0.15 \times 44.7 = -6.7KN.m$
En travée Mt	$M_{tu} = 0.85M_0 = 0.85 \times 61.9 = 52.6KN.m$	$M_{ts} = 0.85M_0 = 0.85 \times 44.7 = 37.9KN.m$

IV.3.6.3 Calcul ferrailage

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

Sachant que :

$$f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_s = 348MPa ; f_{c28} = 25MPa ; f_e = 400MPa ; f_{t28} = 2.1MPa$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36cm$$

a) En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.28 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A (SSA)} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025 \rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.99$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.28 \times 10}{0.99 \times 0.36 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$A_a \geq 0.74 \text{ cm}^2$ Donc on adopte $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

b) En travée :

$$\mu_{bt} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bt}} = \frac{52.6 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.11 < \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A (SSA)} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bt}}) = 0.14 \rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{52.6 \times 10}{0.99 \times 0.36 \times 348} = 4.24 \text{ cm}^2$$

$A_t \geq 4.24 \text{ cm}^2$ Donc on adopte $A_t = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

IV.3.6.4 Vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2.$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots CV$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots CV$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \text{ avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(0.1 \times 25; 4) = 2.5 \text{ MPa}.$$

Tel que : $T_u = 61.9 \text{ KN}$

$$\checkmark \tau_u = \frac{61.9 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.36} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \tau_u = 0.18 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\checkmark T_{u\ max} \leq \overline{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times b \times 0.9d}{\gamma_s} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.36}{1.5} = 540\text{KN}$$

$$\checkmark T_{u\ max} = 61.9\text{KN} < \overline{T}_u = 960\text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence d'appuis (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

Avec :

$\psi_s = 1.5$ pour FeE400.

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

$$\sum_{i=1}^n U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.3\text{cm}$$

$$\checkmark \tau_{se} = \frac{61.9 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 113} = 1.69\text{MPa}$$

$$\checkmark \tau_{se} = 1.69\text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IV.3.7 Schéma de ferrailage :

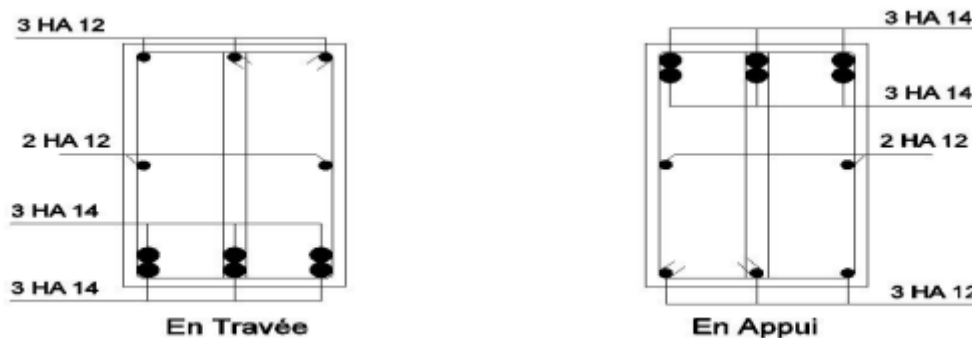


Figure IV.9: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.4 Calcul du balcon

Il sera assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur 1.5m et d'épaisseur de 15cm.

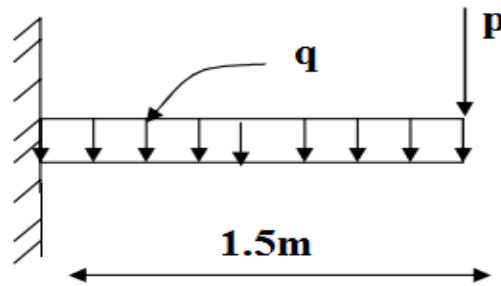


Figure IV.10:Schéma statique de balcon.

IV.4.1 Les charges et surcharges :

Le balcon est sollicité par les actions suivantes :

- ✓ Charge permanente : $G_1 = 5.11KN/m^2$
- ✓ Surcharge sur le balcon : $Q_1 = 3.5KN/m^2$
- ✓ Charge du garde-corps : $G_2 = 1KN/m$
- ✓ Surcharge dû à la main courante : $Q_2 = 1KN/m$

IV.4.2 Combinaison des charges :

➤ **ELU :**

- ✓ $q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 3.5 = 12.15KN$
- ✓ $p_u = 1.35G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35KN$

➤ **ELS :**

- ✓ $q_s = G_1 + Q_1 = 5.11 + 3.5 = 8.61KN$
- ✓ $p_s = G_2 = 1KN$

IV.4.3 Calcul des sollicitations :

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (150 x 15) cm².

➤ **ELU :**

$$M_{qu} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{12.15 \times 1.5^2}{2} = 13.67KN.m$$

$$M_{pu} = p_u L = 1.35 \times 1.5 = 2.025KN.m$$

Le moment total est : $M_u = M_{qu} + M_{pu} = 13.67 + 2.025 = 15.695KN.m$

➤ **ELS :**

$$M_{qs} = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{8.61 \times 1.5^2}{2} = 9.68 \text{KN.m}$$

$$M_{ps} = p_s L = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{KN.m}$$

Le moment total est : $M_s = M_{qs} + M_{ps} = 9.68 + 1.5 = 11.18 \text{KN.m}$

IV.4.4 Ferrailage :

✓ *Les armatures longitudinales*

$$b = 1\text{m} ; h = 15\text{cm} ; d = 0.9h = 13.5 ; M_u = 15.695 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.695 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A (SSA)} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.077 \rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha_u = 0.97$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.695 \times 10}{0.97 \times 0.135 \times 348} = 3.44 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_u = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

✓ *Les armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

Soit $A_r = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{cm}^2$ avec $St = 20\text{cm}$

IV.4.5 Vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{cm}^2.$$

$$A_u > A_{min} \dots \dots \dots CV$$

$$A_r > A_{min} \dots \dots \dots CV$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \text{ avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5} ; 4 \text{MPa}\right) = \min(0.1 \times 25 ; 4) = 2.5 \text{MPa}.$$

Tel que : $T_u = q_u L + p_u = 12.15 \times 1.5 + 1.35 = 19.575 \text{KN}$

$$\checkmark \tau_u = \frac{19.575 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.145 \text{MPa}$$

$$\checkmark \tau_u = 0.145 < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.18 \times 10^3}{9836} \times 4.01 = 4.55 \text{ MPa}$$

✓ $\sigma_{bc} = 4.55 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\right]$$

Tel que :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \rightarrow \begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$$

✓ $\bar{\sigma}_s = \min[226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}; 201.6 \text{ MPa})] = 201.6 \text{ MPa}$

✓ $\sigma_s = n \frac{M_s}{I} (d - y)$ tel que $n = 15$; $\sigma_s = 15 \times \frac{11.18 \times 10^3}{9836} (13.5 - 4.01) = 161.8 \text{ MPa}$

✓ $\sigma_s = 161.8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification de la flèche :**

✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq 0.06 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.00418 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, car toutes les conditions sont vérifiées.

IV.4.7 Schéma de ferrailage de balcon :

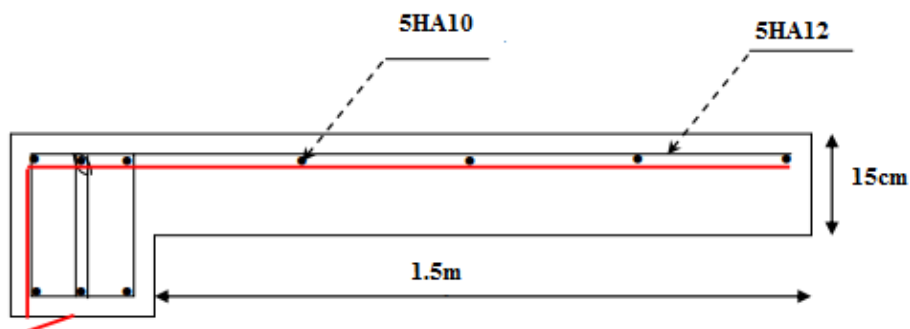


Figure IV.11: Schéma de ferrailage de balcon.

CHAPITRE V :
Etude dynamique et
sismique de la
structure.

V.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et 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. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version 2003)].

V.2 Etude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure est essentielle pour assurer la sécurité et la stabilité des bâtiments, en particulier dans les zones sujettes aux tremblements de terre. Cette étude implique l'analyse de la réponse de la structure aux forces sismiques, ce qui est vital pour assurer la sécurité du bâtiment et de ses occupants.

V.3 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est d'évaluer sa réponse aux charges dynamiques externes et internes afin de garantir sa sécurité, sa durabilité et son fonctionnement optimal.

V.3.1 Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.4 Méthode statique équivalente :**1. Principe de méthode : (RPA99version 2003/4.2.1)**

La méthode statique équivalente est une méthode simplifiée qui peut être utilisée pour déterminer les forces sismiques auxquelles une structure doit résister. Elle est basée sur le principe de la force statique équivalente, qui consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure par un système de forces statiques. Le règlement en vigueur

permet sous certaines conditions de faire le calcul par cette méthode qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base dont on doit être calculé dans les deux directions et par la formule suite :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Le poids total de la structure.

2. Condition d'application : (RPA99version 2003/4.1.2)

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

❖ Régularité en plan:(RPA99version 2003/3.5.1.a) :

1-Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis –à-vis deux directions Orthogonales.

2- A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15%de dimension de bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

La somme de dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3- le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4.

4- les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis- à –vis de celle de contreventement verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester à15% de celle de ce dernier.

❖ Régularité en élévation :(RPA99version 2003/3.5.1.b)

1- le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2- Les raideurs et les masses de différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base du bâtiment.

3- La vibration de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5fois de sa plus petite dimension.

3. Verification des conditions d'application :

Notre structure présente une configuration largement symétrique par rapport à deux dilutions orthogonales, ce qui signifie que le bâtiment est classé comme irrégulier dans sa disposition, de sorte que la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (Le calcul se fait par logiciel ROBOT Autodesk 2009).

V.5 Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe :

Par cette méthode, les effets maximaux causés par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse pour chaque mode de vibration, et donc ces effets sont combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un model tridimensionnel encasté à la base.

c. Présentation du logiciel :

Autodesk Robot structural analysis Professionnel 2009 : est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments .Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivants différents réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, Robot offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses déverses fonctions il permet une descente de charge automatique, un calcul automatique de centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau...etc.).

d. Combinaison d'action :

- ✓ $ELU: 1.35G + 1.5Q$
- ✓ $ELS: G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E_x$
- ✓ $G + Q \pm E_y$
- ✓ $0.8G \pm E_x$
- ✓ $0.8G \pm E_y$

V.5.1 Critères de classification par le RPA 99/V2003 :***V.5.1.1 Classification des zones sismiques : [Article3.1] :***

Notre bâtiment est implanté dans la wilaya de Chlef → Zone III.

V.5.1.2 Classification de l'ouvrage : [Article3.2] :

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe 2.

V.5.1.3 Classification des sites : [Article3.3] :

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V.5.2 interprétation des résultats :***V.5.2.1 Vérification la résultante des forces sismiques :***

La résultante des forces sismiques à la base V, obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

❖ Selon le RPA99/V2003 :

- ✓ A : *Coefficient d'accélération de zone:[Tableau 4.1] :*

Donnée en fonction de la zone sismique III et le groupe d'usage du bâtiment (2)

Tableau V.1: Valeurs du coefficient d'accélération de zone.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D'après le tableau → A= 0.25.

✓ *D : Facteur d'amplification dynamique moyen :*

Déterminer en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T2}{3}\right)^{2/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

✓ *T2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site : [Tableau 4.7]*

Tableau V.2: Valeurs de T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Pour notre site type approprié est de classe S3 selon le rapport géométrique (RPA99/V2003)

→ T2 = 0.50 sec.

✓ *η: Facteur de correction d'amortissement :*

Donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

✓ **ξ : Pourcentage d'amortissement critique :**

Portique en béton armé, remplissage dense : $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,88$.

✓ **R : Coefficient de comportement global :**

Sa valeur est donnée par le en fonction du système de contreventement : [Tableau 4.3]

Tableau V.3: Valeurs de coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	R
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

→ On a supposé que notre structure contreventée par des voiles donc on prend la valeur de:

R = 4.

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges entre les poteaux et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Tableau V.4: Pourcentage de répartition des charges entre les poteaux et les voiles.

Niveau	V poteaux	V voiles	%
	Effort normal (KN)	Effort normal (KN)	
1	51206,83	32561,77	63,6
2	41637,22	18985,09	45,6
3	36183,45	18234,96	50,4

4	31060,47	16549,64	53,3
5	26509,45	14897,57	56,2
6	22034,73	12690,48	57,6
7	17591,92	10704,96	60,9
8	13218,54	8247,18	62,4
9	8872,8	5835,88	65,8
10	4587,24	3108,27	67,8

Résultat : Le pourcentage de la distribution de l’effort normal set plus de 20% ; donc le coefficient de comportement globale de la structure à : **R=3,5**.

✓ **Q: facteur de qualité :**

Dépendant de la qualité du système structurel, La formule empirique donnée par RPA99/V2003est la suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non. [Tableau 4.4]

Tableau V.5: Valeurs de pénalités P_q .

Critères « q »	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimal sur les files de contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan.	0	0.05
3. Régularité en plan.	0	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l’exécution.	0	0.10

Donc :

Tableau V.6: Observation de facteur des pénalités de structure.

Critère « q »	Observation	P_q
1.	Oui	0
2.	Oui	0
3.	Oui	0
4.	Non	0.05
5.	Non	0.05
6.	Non	0.1

Selon les observations $Q = 1 + P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2$

$$Q = 1.2$$

✓ **W : Poids de la structure :**

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

Tel que :

W_{Gi}: Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi}: Poids de charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

β = 0.2 → Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.

T : La période fondamentale de la structure : $T = C_T H_N^{3/4}$

H_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau V.7: Valeurs de coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en BA sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques auto stables en BA ou en avec remplissage en maçonnerie.	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA.	0,050

4 $C_T = 0.050$.

A	R	$\xi(\%)$	T1	T2	Q	η	C_T
0,25	3.5	7	0,15	0,50	1,2	0,88	0,050

V.5.3 Présentation de la vue en 3D :

La modélisation de notre structure à partir de ROBOT, nous a donné la vue en 3D suivante :

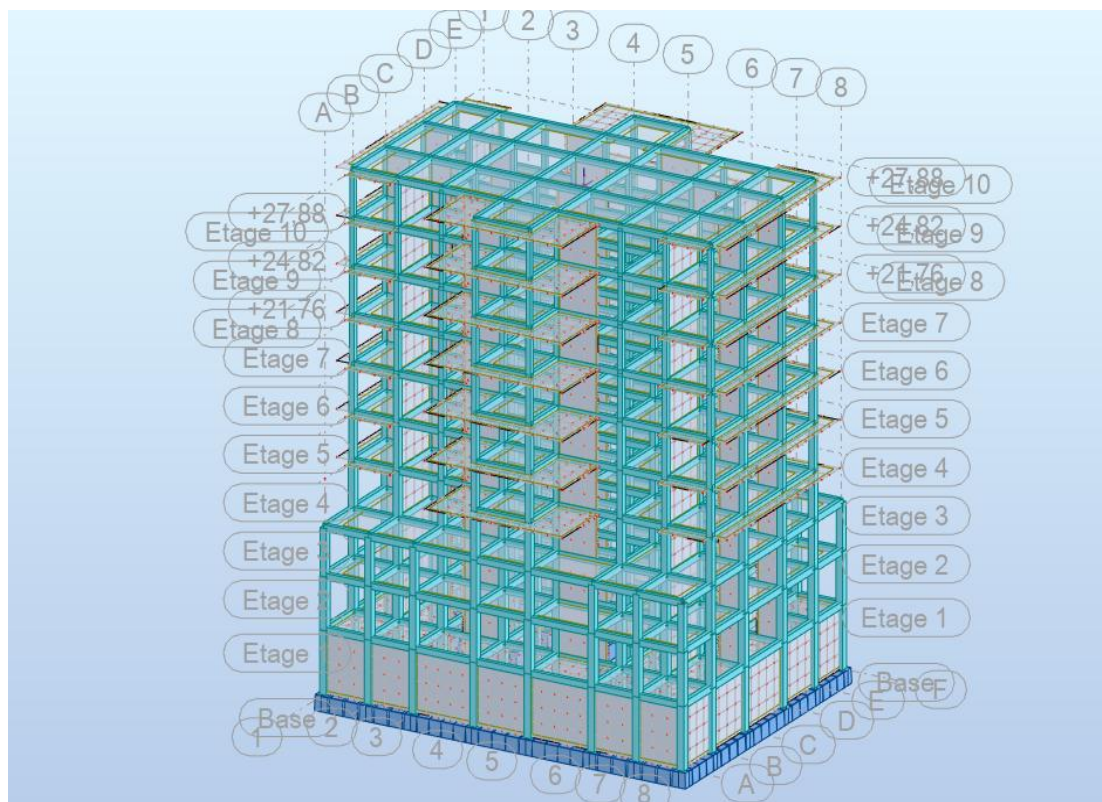


Figure V.1: Vue en 3D de la structure avec le sous-sol.

V.5.4 Disposition des voiles :

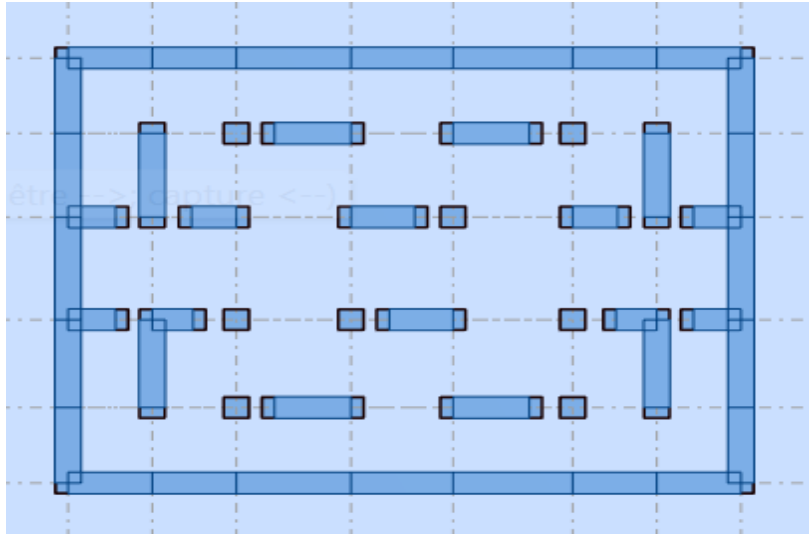


Figure V.2:Disposition des voiles de contreventement et voiles périphériques.

➤ 1^{er} formule empirique : $T = C_T H_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 27.88^{\frac{3}{4}} = 0.60s$

➤ 2^{ème} formule empirique : $T = 0.09 \frac{H_N}{\sqrt{D}}$

Sens-x : $D_x =$; $T_x = 0.09 \frac{H_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{27.88}{\sqrt{26.4}} = 0.49s$

$T_x = \min(T; T_x) = \min(0.60; 0.49) = 0.49s$

Sens-y : $D_y =$; $T_y = 0.09 \frac{H_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{27.88}{\sqrt{20.3}} = 0.56s$

$T_y = \min(T; T_y) = \min(0.60; 0.56) = 0.56s$

✓ *Verification :*

Tableau V.8:Vérification de la période fondamentale.

$T_{statique}$		$T_{dynamique}(1^{er} mode)$	$T_{dy} < T_{st}$
$1.3T_x = 0.63s$	$1.3T_y = 0.72s$	$T_{dx} = 0.63s; T_{dy} = 0.69s$	Vérifiée

✓ *Calcul facteur D :*

Sens-x : $T_2 = 0.50s \leq T = 0.63s \leq 3s \rightarrow 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.50}{0.63}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.94cm$

Sens-y : $T_2 = 0.50s \leq T = 0.72s \leq 3s \rightarrow 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.50}{0.72}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.76cm$

✓ **Evaluation de la force sismique :**

- Poids total de l'ouvrage= 52216.43KN

Sens(x): $V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,94 \times 1,2}{3,5} \times 52216,43 = 8682,84 \text{ KN.}$

✓ $0,8V_{sx} = 0,8 \times 8682,84 = 6946,72 \text{ KN.}$

Sens(y): $V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,76 \times 1,2}{3,5} \times 52216,43 = 7877,22 \text{ KN.}$

✓ $0,8V_{sy} = 0,8 \times 7877,22 = 6301,77 \text{ KN.}$

✓ **La vérification de la résultante sismique :** est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.9:Vérification de la résultante de la force sismique de calcul.

Force sismique	$V_{statique} (KN)$	$0,8V_{statique} (KN)$	$V_{dynamique} (KN)$	Observation
Sens-x	8682.84	6946.72	15458.13	Vérifié
Sens-y	7877.22	6301.77	13877.40	Vérifié

✓ **Nombre de modes à considérer : [RPA99/V2003Article4.3.4]**

Le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ Où :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 10 niveaux)

$$K \geq 3\sqrt{10} = 9.4 \rightarrow K \geq 10 \text{ modes}$$

Tableau V.10:Mode de vibration et participation massique.

	Période	Masse Cum UX	Masse Cum UY	UX	UY	
1	0,69	0	57,81	0	57,81	Translation y
2	0,63	59,29	57,82	59,28	0	Translation x
3	0,59	59,38	57,82	0,1	0,01	Rotation
4	0,18	73,92	57,82	14,53	0	
5	0,17	73,92	74,82	0	17	
6	0,15	73,98	74,82	0,06	0,01	

7	0,08	80,23	74,82	6,25	0
8	0,08	80,23	81,33	0	6,51
9	0,07	80,28	81,33	0,05	0
10	0,05	80,3	84,21	0,01	2,88
11	0,05	83,75	84,22	3,46	0,01
12	0,05	83,75	84,23	0	0,01
13	0,05	83,75	84,33	0	0,1
14	0,04	83,8	84,33	0,05	0
15	0,04	83,8	84,33	0	0
16	0,04	83,8	84,34	0	0,01
17	0,04	83,8	84,38	0	0,04
18	0,04	83,8	85,02	0	0,64
19	0,04	83,8	85,05	0	0,03
20	0,04	83,8	85,23	0	0,18

La somme des masses modales effectives ne soit pas égale à 90% jusqu'à mode 20, donc on utilise la formule : ***Période***_{10 mode} ≤ 2s → 0.05s < 2s → ***Vérifiée***

V.5.6 Schéma des modes de vibrations :

- 1^{er} mode : un mode de translation suivant l'axe (Y) avec un période T=0.69s d'une masse qui se déplace dans le sens Y avec 57.81%.

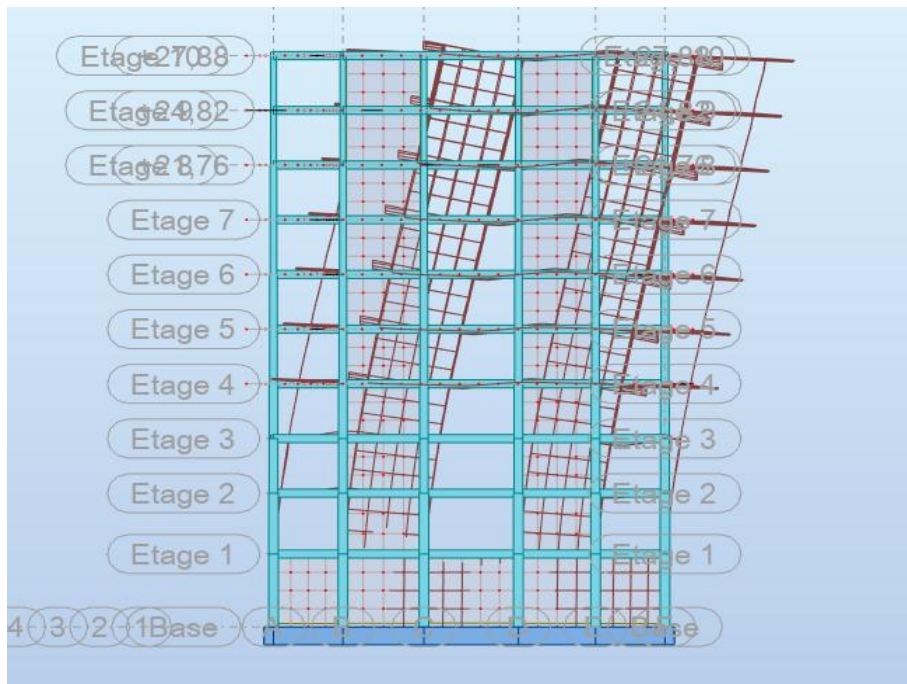


Figure V.3:Premier mode de vibration.

- 2^{ème} mode : un mode de translation suivant l'axe (X) avec un période $T=0.63s$ d'une masse qui se déplace dans le sens X avec 59.28%.

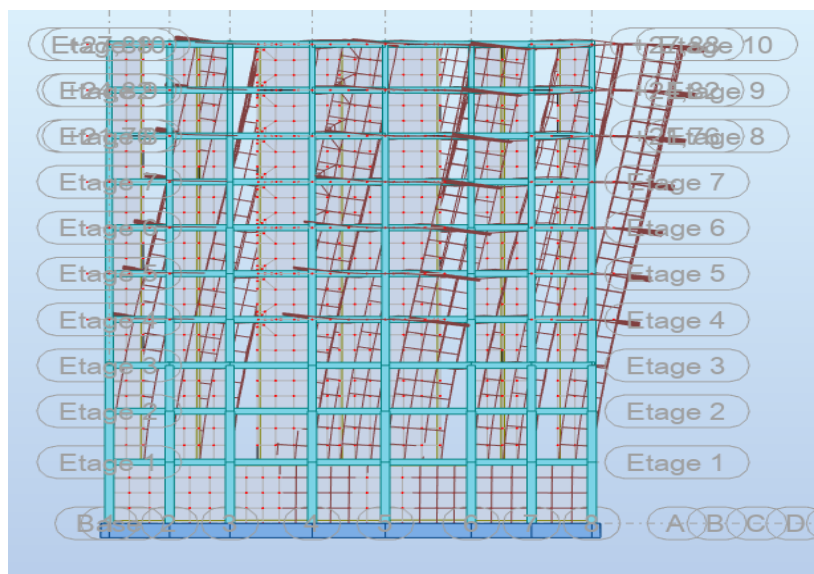


Figure V.4: Deuxième mode de vibration.

- 3^{ème} mode : un mode de torsion de période $T=0.59s$.

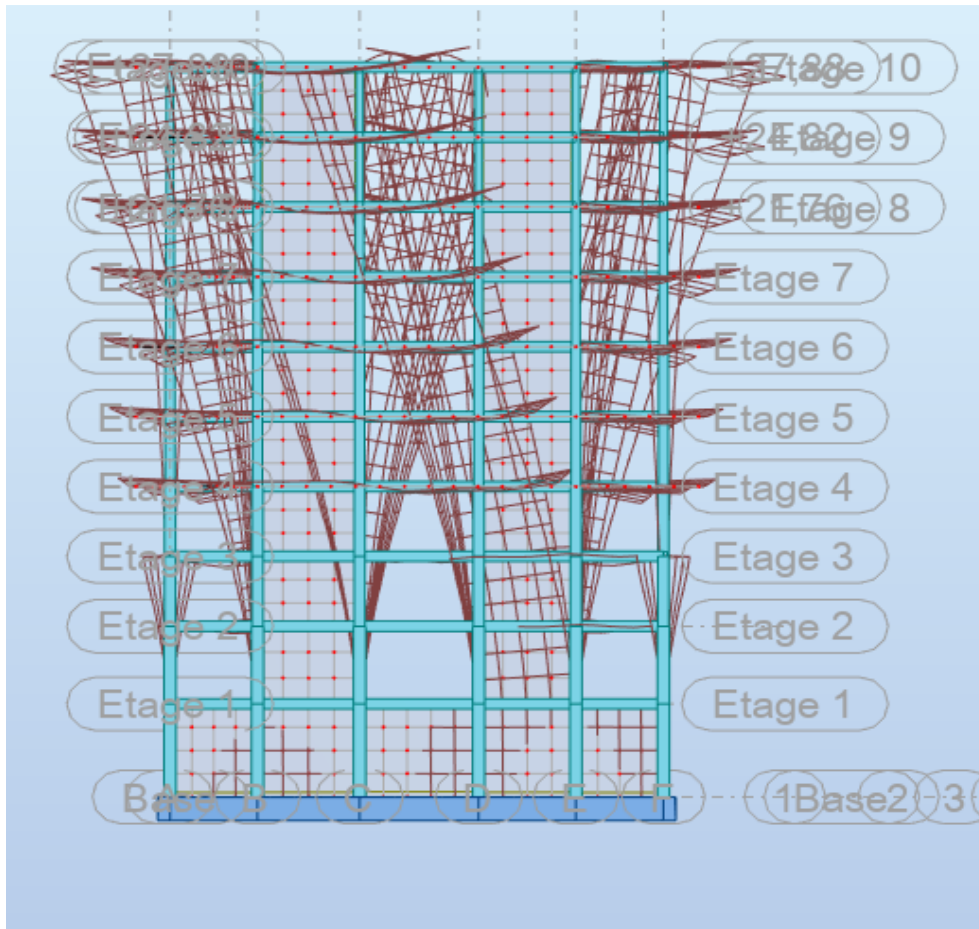


Figure V.5: Troisième mode de vibration.

V.5.7 Vérification des déplacements inter étage :

Les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage d'après le RPA99/V2003.

Pour notre cas, la hauteur d'étage est 3,06m ; donc le déplacement admissible doit être inférieur à 3.06cm

Tableau V.11: Vérification de déplacement inter-étage.

Etages	UX (cm)	UY (cm)	dr x (cm)	dr y (cm)	He/100	Dr x ≤ He/100	Dr y ≤ He/100
Sous-sol	0,1	0,1	0,1	0,1	4,08	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,8	0,9	0,7	0,8	3,4	Vérifiée	Vérifiée
1	1,8	1,9	1	1	3,06	Vérifiée	Vérifiée

2	3	3,1	1,2	1,2	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3	4,4	4,5	1,4	1,4	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4	5,8	6	1,4	1,5	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5	7,1	7,5	1,3	1,5	3,06	Vérifiée	Vérifiée
6	8,5	9,1	1,4	1,6	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7	9,7	10,6	1,2	1,5	3,06	Vérifiée	Vérifiée
8	10,9	12,1	1,2	1,5	3,06	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion : tous les déplacements relatifs de chaque étage ne dépassant pas 1% de la hauteur d'étage, donc les déplacements relatifs inter-étages vérifie la condition pour chaque étage.

V.5.8 Vérification de l'effet P-Δ:

L'effet P-Δ c'est l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée des charges verticales et d'une petite charge horizontale.

RPA99/V2003 estime que les effets de second ordre peuvent être négligés si la condition suivante vérifie pour tous les étages.

- Selon : article 5.9.RPA99/V2003/

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0.1$$

- Si $0.1 < K < 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par un facteur $1(1 - \theta)$.
- Si $k \geq 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tel que :

P_K : Poids totale de la structure et des charges d'exploitations situés au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant au niveau K.

Δ_K : Déplacement inter étage au niveau K.

H_K : Hauteur de l'étage.

Tableau V.12: Vérification de l'effet P-Δ sur la structure.

k	PK(G)	PK(Q)	PK(EL S)	Δk x	Δk y	Hk	Vkx	Vky	θx	θy	θx ≤ 0,1	θy ≤ 0,1
10	- 49132,8 8	- 10369,7 6	59502,6 4	0,1	0,1	360	6804,98	6398,15	0,0024288	0,002428	0	0
9	- 40079,4 4	- 7788,86	47868,3	0,7	0,8	360	6743,55	6317,75	0,0138024	0,015774	C V	CV
8	- 34780,5 3	- 7014,59	41795,1 2	1	1	306	6508,14	6061,88	0,0209868	0,020986	C V	CV
7	- 29812,4 1	- 6240,32	36052,7 3	1,2	1,2	306	6150,67	5706,5	0,0229866	0,022986	C V	CV
6	- 25452,8 6	- 5282,95	30735,8 1	1,4	1,4	306	5716,55	5299,2	0,0245989	0,024598	C V	CV
5	- 21169,6 2	- 4325,57	25495,1 9	1,4	1,5	306	5163,2	4800,37	0,0225915	0,024205	C V	CV
4	- 16918,2 8	-3368,2	20286,4 8	1,3	1,5	306	4496,81	4210,28	0,0191656	0,022114	C V	CV
3	- 12736,3 7	- 2410,82	15147,1 9	1,4	1,6	306	3700,85	3509,18	0,0187256	0,021400	C V	CV
2	- 8582,11	- 1453,45	10035,5 6	1,2	1,5	340	2762,92	2667,96	0,0128196	0,016024	C V	CV
1	- 4488,02	-496,08	4984,1	1,2	1,5	408	1624,44	1590,83	0,0090241	0,011280	C V	CV

Conclusion : La condition de l'effet P – Δ ($\theta < 0.1$) est vérifié pour tous les étages donc on peut le négliger dans notre structure.

V.5.9 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble : (RPA99/V2003. Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère de la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Le tableau suivant résume la condition en tous étages dans les 2 directions :

Tableau V.13: Distribution de la résultante des forces sismiques direction X-X.

ETAGE	HE	H CUM	WPCUM	WP /ETAGE	SOM WJHJ	F KN	V
10	3,06	30,94	487446,5	0	0	0	
9	3,06	27,88	437005,6	-50440,94	-154349	-20278,3	-20278,3
8	3,06	24,82	445961	8955,38	27403,46	3205,09	-17073,2
7	3,06	21,76	445961	0	0	0	-17073,2
6	3,06	18,7	456294,1	10333,13	31619,38	2786,3	-14286,9
5	3,06	15,64	456294,1	0	0	0	-14286,9
4	3,06	12,58	468005	11710,89	35835,32	2124,35	-12162,5
3	3,06	9,52	531718,3	63713,31	194962,7	8746,25	-3416,27
2	3,4	6,46	567465	35746,69	121538,7	3699,82	283,5504
1	4,08	3,06	925493,4	358028,39	1460756	21063,6	21347,15
						$\Sigma=1844712$	$\Sigma=38420,3$

Tableau V.14: Distribution de la résultante des forces sismiques direction Y-Y.

ETAGE	HE	HCUM	WPCUM	WP /ETAGE	SOM WJHJ	F kn	V
10	3,06	31,96	487446,5		0	0	
9	3,06	28,9	437005,6	-50440,94	-154349	-19137,4	-19137,4
8	3,06	25,84	445961	8955,38	27403,46	3037,94	-16099,5
7	3,06	22,78	445961	0	0	0	-16099,5
6	3,06	19,72	456294,1	10333,13	31619,38	2675,11	-13424,4
5	3,06	16,66	456294,1	0	0	0	-13424,4
4	3,06	13,6	468005	11710,89	35835,32	2090,89	-11333,5
3	3,06	10,54	531718,3	63713,31	194962,7	8816,04	-2517,46
2	3,4	7,48	567465	35746,69	121538,7	3900,3	1382,842
1	4,08	4,08	925493,4	358028,39	1460756	25569,3	26952,16
						$\Sigma=1844712$	$\Sigma=43051,7$

V.6 Conclusion :

Après avoir réalisé l'étude sismique par la méthode d'analyse modale spectrale, nous avons comparé les résultats (période, déplacements, force sismique résultante à la base) avec les résultats obtenus par simulation via le logiciel « **ROBOT 2022** ».

Nous avons trouvé que les résultats de ce dernier sont inférieurs à ceux de l'étude sismique par méthode d'analyse modale spectrale. Donc la structure est stable aux actions sismiques (Zone III).

CHAPITRE VI :

Ferraillage des portiques.

VI.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (des poteaux) et d'éléments horizontaux (des poutres), l'ensemble constituant les portiques.

VI.2 Les éléments structuraux :

1. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appui pour transmettre les charges de la super structure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composées.

2. Poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (moment fléchissant due à la charge permanente et d'exploitation) aux poteaux de la structure.

On distingue deux types de poutre :

1. Principales porteuse qui constituent des appuis aux poutrelles.
2. Secondaires qui assurent le chaînage disposées parallèlement aux poutrelles.

Après déterminations des sollicitations M et T, on procède au ferraillage avec le respect des recommandations préconisés par les règlements.

VI.3 Ferraillage des portiques :

❖ *Les combinaisons des charges et surcharges :*

Les charges et surcharges prises en compte.

- ✓ G= charge permanent.
- ✓ Q= charge d'exploitation.
- ✓ S= charge sismique.

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$ (Etat Limite ultime).
- ✓ $G+Q$ Etat (Limite de service).

Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- ✓ $0,8 \times G \pm E$.
- ✓ $G + Q \pm E$.

Les efforts sont calculés en tenant compte des combinaisons obtenues à l'aide du logiciel.

VI.4 Les poteaux :

VI.4.1 Ferraillage des poteaux :

Ce sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens d'où la sollicitation est en flexion composée.

VI.4.1.1 Combinaisons Des charges :

BAEL 91 (situation durable) :

✓ $ELU : 1,35G + 1,5Q.$

✓ $ELS : G + Q.$

Selon RPA 99 situation accidentelle :

✓ $G + Q \pm E.$

✓ $0,8G \pm E.$

Combinaisons d'efforts internes :

$N_{max} : M_{correspondant}$

$N_{min} : M_{correspondant}$

$M_{max} : N_{correspondant}$

VI.4.1.2 Calcul des armatures :

Pour la conception de nos poteaux, nous avons 5 types de poteaux à ferrailer :

✓ Zone 1 : sous-sols + RDC ((50 × 50)

✓ Zone 2 : 1^{er} + 2^{ème} (45 × 45)

✓ Zone 3 : 3^{ème}+4^{ème} (40 × 40)

✓ Zone 4 : 5^{ème}+6^{ème} (35 × 35)

✓ Zone 5 : 7^{ème}+8^{ème} (30 × 30)

Le ferraillage des poteaux sera calculé selon les combinaisons d'efforts internes calculé du logiciel robot :

Tableau VI.1: Tableau des sollicitations obtenues par ROBOT des combinaisons durables et accidentelles de calcul.

Combinaisons	Section (cm ²)	(30×30)	(35×35)	(40×40)	(45×45)	(50×50)
ELU (1,35G+1,5Q)	$F_{x\ max}$	330,23	703,41	1094,28	1404,14	1522,1
	$M_{y\ corr}$	13,65	16,59	22,98	11	1,06
	$M_{z\ corr}$	22,64	23,68	23,21	22,23	23,26
ACC (G+P+E) (0,8G ± E)	$M_{y\ max}$	80,22	119,68	156,05	172,86	130,7
	$F_{x\ corr}$	100,94	305,83	617,76	337,09	82,62
	$M_{z\ max}$	56,07	74,22	89,11	156,16	30,52
	$F_{x\ corr}$	126,8	466,29	428,52	23	2642,95
ELS (G+Q)	$F_{x\ min}$	1,88	83,89	183,25	35,04	51,33
	$M_{y\ corr}$	12,07	3,02	3,01	2,84	2,52
	$M_{z\ corr}$	2,12	0,58	1,21	21,58	3,70
Effort tranchant T	V1	55,99	41,53	43,86	45,83	51,59
	V2	-51,80	-33,53	-36,80	-39,48	-57,38

On prend le cas le plus défavorable pour calculer le ferraillage.

VI.4.1.3 Ferrailages longitudinaux :

a. Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :

La section AL des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} \right] \text{ pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d \text{ pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = A_{\min} = b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ pour la traction simple.}$$

b. Pour les armatures longitudinales on doit respect les pourcentages donnés par le (RPA99) :

Section d'aciers minimaux : $A_{\min} = 0,9\% \times b \times h$

Section d'aciers maximaux :

- Zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h$
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h$

En plus le RPA99 exige d'avoir :

- Le diamètre minimal des armatures longitudinales : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$
 - La longueur minimale de recouvrement longitudinale : $L_r = 50\phi$ en zone III
 - La distance maximale entre les barres verticales dans une force ne doit pas dépasser 20cm.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h, 60\text{cm}\right)$
- ✓ $L' = 2 \times h$

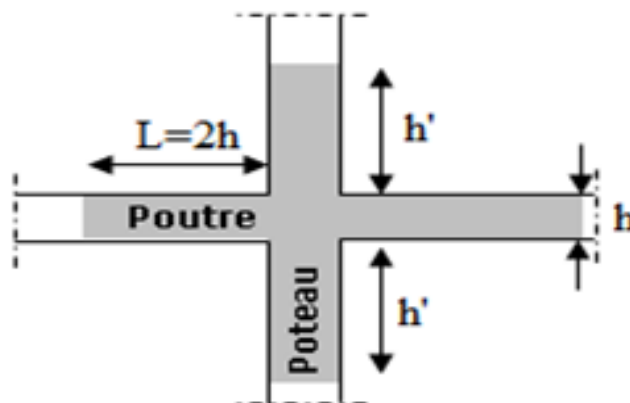


Figure VI.1: Zone nodale.

VI.4.1.4 Exemple de calcul :

➤ **Ferraillage du poteau de Section : (50x50) cm².**

a) Exposé de la méthode de calcul :

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- *Section partiellement comprimée (SPC) si*

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{12}$$

$$Y = N_u \times (d - c) - M_f \leq X = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

- *Section entièrement comprimée (SEC) si :*

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{12}$$

$$Y = N_u \times (d - c) - M_f > X = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

VI.4.1.4.1 Calcule les armatures longitudinales :

L'enrobage est de 3 cm fissuration peu nuisible.

L=2,5m

La section de poteaux est soumise à la flexion composée déviée et un effort normal avec 2 moments sur XY et XZ.

Sens y-y :

- ✓ *Situation durable et transitoire :*

b=50 cm et h=50cm

- **1^{er} Cas ELU (Combinaison fondamentale (1,35G + 1,5Q)) :**

$$F_{max} = 1522,1\text{KN} \quad \text{et} \quad M_{z\text{corr}} = 23,26\text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_{y\text{corr}} = 1,06\text{KN.m}$$

- ✓ *Calcule de l'excentricité :*

Calcul de l'excentricité de l'effort normal du au risque de flambement imposée.

L'excentricité du premier ordre :

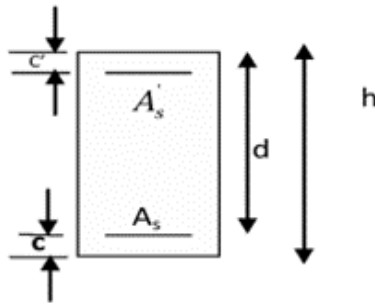


Figure VI.2:Section de calcul.

$$e_0 = \frac{M_{y \text{ corr}}}{F_{\text{max}}} = \frac{23,26}{1522,1} = 0,015 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,17 \text{ cm}$$

✓ $e_1 < \frac{h}{12} \rightarrow$ Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (ELU).

✓ L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

➤ **Etat limite de stabilité de forme ELS :**

a) Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max(50 ; 67 \times \frac{e_0}{h})$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285,6}{50} = 19,79$$

$$\lambda < 50$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 2261$$

$$67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,015}{50} = 0,0201$$

$$\lambda \leq \max(50; 2,01) = 50 \rightarrow \text{compression excentré } \lambda.$$

→ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 + e_a) \end{cases}$$

b) Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = 2\text{cm}.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,015}{50} = 0,0003 \leq 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{19,79}{35}\right)^2 = 1,06$$

$$N_1' = 1522,1 \times 1,06 = 1613,43 \text{ KN}$$

$$M_1' = 1613,43 \times (0,015 + 0,02) = 32,51 \text{ KN.m}$$

c) Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{32,51}{1613,43} = 0,02 \leq \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16$$

L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

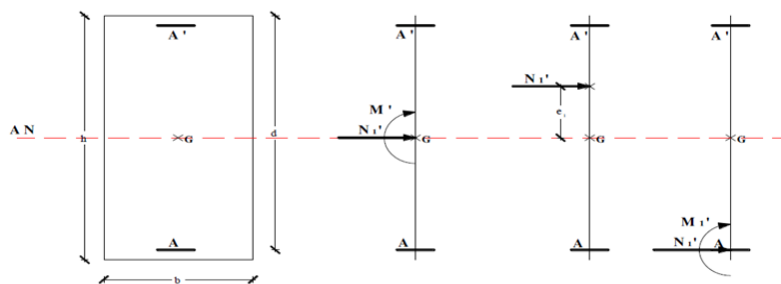


Figure VI.3: Directions des moments et efforts sur un poteau.

d) Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$Y = N_u \times (d - c) + M_f > X = (0,337 \times h - 0,81 \times c) \times bh \times f_{bc}.$$

$$- f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\sigma_b} \rightarrow \sigma_b = 1,5 \text{ (ELU)} \text{ et } \sigma_b = 1,15 \text{ (ACC)} \text{ Donc :}$$

$$- f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa (ELU)} \text{ et } f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa (ACC)}.$$

$$- d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45\text{cm} \rightarrow c' = 0,11 \times d = 0,11 \times 45 = 4,95\text{cm}$$

$$- M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 32,51 + 1613,43(0,45 - 0,25) = 355,19\text{kn.m}$$

$$Y = 1613,43 \times (45 - 4,95) + 355,19 < X = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 50 \times 50 \times 14,2$$

$$Y = 64973,06 < X = 454400 \rightarrow Y = 64,97 < X = 454,4$$

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

VI.4.1.4.2 Calcul des armatures en flexion simple à L'ELU (sens y-y) :

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{355190}{14,2 \times (45)^2 \times 50} = 0,28$$

$$\mu = 0,28 < \mu_c = 0,392 \text{ (acier ECE 400)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,28}) = 0,421$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,421) = 0,832$$

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

❖ **Déterminations des armatures :**

$$A_u = \frac{M'_1}{d \times \sigma_s \times \beta} = \frac{355190}{45 \times 348 \times 0,832} = 27,26 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 27,26 - \frac{1613430}{100 \times 348} = -19,11 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{fc} = 0$$

Sens x-x :

$$F_{max} = 1522,1 \text{ KN} \text{ et } M_{y \text{ corr}} = 1,06 \text{ KN.m}$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M_{y \text{ corr}}}{F_{max}} = \frac{1,06}{1522,1} = 0,0007 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur central.

❖ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max(50 ; 67 \times \frac{e_0}{h})$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$\text{Avec : } l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285,6}{50} = 19,79$$

$$\lambda < 50$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 2261$$

$$67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,0007}{50} = 0,0201$$

$$\lambda \leq \max(50; 2,01) = 50 \rightarrow \text{compression excentré } \lambda.$$

→ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{cases}$$

❖ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = 2\text{cm}.$$

$$\frac{e}{h} = 0,04 \leq 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{19,79}{35}\right)^2 = 1,06$$

$$N_1' = 1522,1 \times 1,06 = 1613,43\text{KN}$$

$$M_1' = 1613,43 \times (0,0201 + 0,02) = 65,66\text{KN.m}$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1' :**

$$e_1 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{65,66}{1613,43} = 0,041 \leq \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,167$$

L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

❖ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$Y = N_u \times (d - c) + M_f > X = (0,337 \times h - 0,81 \times c) \times b h^2 \times f_{bc}.$$

$$- f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\sigma_b} \rightarrow \sigma_b = 1,5 \text{ (ELU)} \text{ et } \sigma_b = 1,15 \text{ (ACC)} \text{ Donc :}$$

$$- f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa (ELU)} \text{ et } f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa (ACC)}.$$

$$- d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45\text{cm} \rightarrow c' = 0,11 \times d = 0,11 \times 45 = 4,95\text{cm}$$

$$- M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 65,66 + 1613,43(0,45 - 0,25) = 388,24 \text{ kn.m}$$

$$Y = 1613,43 \times (45 - 4,95) + 388,24 < X = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 50 \times 50 \times 14,2$$

$$Y = 65006,55 < X = 454400 \rightarrow 65,006 < X = 454,40$$

VI.4.1.4.3 Calcul des armatures en flexion simple à L'ELU (sens x-x) :

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{388240}{14,2 \times (45)^2 \times 50} = 0,27$$

$$\mu = 0,27 < \mu_c = 0,392 \text{ (acier ECE 400)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0,402$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,402) = 0,839$$

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

❖ **Déterminations des armatures :**

$$A_u = \frac{M'_1}{d \times \sigma_s \times \beta} = \frac{388240}{45 \times 348 \times 0,839} = 29,54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{1000 \times \sigma_s} = 29,54 - \frac{1613430}{100 \times 348} = -16,83 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{fc} = 0$$

❖ **3^{ème} cas ACC :**

Les sollicitations prises en compte sont :

$$M_{y \text{ max}} = 130,7 \text{ kn.m}$$

$$F_{x \text{ corr}} = 82,62 \text{ kn}$$

$$M_{z \text{ max}} = 30,52 \text{ kn.m}$$

$$F_{x \text{ corr}} = 2642,95 \text{ kn}$$

Sens y-y :

$$M_{y \text{ max}} = 130,7 \text{ kn.m}$$

$$F_{x \text{ corr}} = 82,62 \text{ kn}$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{y\text{corr}}}{F_{\text{max}}} = \frac{130,7}{82,62} = 1,58 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur central.

❖ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max(50 ; 67 \times \frac{e_0}{h})$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285,6}{50} = 19,79$$

$$\lambda < 50$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 2261$$

$$67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{1,58}{50} = 2,12$$

$$\lambda \leq \max(50; 2,12) = 50 \rightarrow \text{compression excentré } \lambda.$$

→ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{cases}$$

❖ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = 2\text{cm}.$$

$$\frac{e}{h} = 0,032 \leq 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{19,79}{35}\right)^2 = 1,06$$

$$N_1' = 82,62 \times 1,06 = 87,58 \text{ KN}$$

$$M_1' = 87,58 \times (1,58 + 0,02) = 140,13 \text{ KN.m}$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1' :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{140,13}{87,58} = 1,6 \leq \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,167$$

L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

❖ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$Y = N_{acc} \times (d - c) + M_f > X = (0,337 \times h - 0,81 \times c) \times bh^2 \times f_{bc}.$$

$$- f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\sigma_b} \rightarrow \sigma_b = 1,5 (ELU) \text{ et } \sigma_b = 1,15 (ACC) \text{ Donc :}$$

$$- f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}(ELU) \text{ et } f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa} (ACC).$$

$$- d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm} \rightarrow c' = 0,11 \times d = 0,11 \times 45 = 4,95 \text{ cm}$$

$$- M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 140,13 + 87,58(0,45 - 0,25) = 157,65 \text{ kn.m}$$

$$Y = 87,58 \times (45 - 4,95) + 157,65 < X = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 50 \times 50 \times 14,2$$

$$Y = 3665,52 < X = 454400$$

VI.4.1.4.4 Calcul des armatures en flexion simple à ACC (sens y-y) :

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{157650}{14,2 \times (45)^2 \times 50} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_c = 0,392 \text{ (acier ECE 400)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,146$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,146) = 0,942$$

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

❖ **Déterminations des armatures :**

$$A_u = \frac{M'_1}{d \times \sigma_s \times \beta} = \frac{157650}{45 \times 348 \times 0,942} = 10,69 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{1000 \times \sigma_s} = 10,69 - \frac{82620}{100 \times 348} = 8,32 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$M_{z \max} = 30,52 \text{ kn.m}$$

$$F_{x \text{ corr}} = 2642,95 \text{ kn}$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M_{y \text{ corr}}}{F_{\max}} = \frac{30,52}{2642,95} = 0,012 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur central.

❖ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max(50 ; 67 \times \frac{e_0}{h})$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$\text{Avec : } l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285,6}{50} = 19,79$$

$$\lambda < 50$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 2261$$

$$67 \times \frac{e_0}{h} = 67 \times \frac{0,012}{50} = 0,016$$

$$\lambda \leq \max(50; 2,12) = 50 \rightarrow \text{compression excentré } \lambda.$$

→ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{cases} N_1' = N \times \alpha_1 \\ M_1' = N_1' (e_0 \times e_a) \end{cases}$$

❖ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = 2 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{h} = 0,00024 \leq 0,75$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{19,79}{35}\right)^2 = 1,06$$

$$N_1' = 2642,95 \times 1,06 = 2801,53 \text{ KN}$$

$$M_1' = 2801,53 \times (0,012 + 0,02) = 89,65 \text{ KN.m}$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_1' :**

$$e_1 = \frac{M_1'}{N_1'} = \frac{89650}{2801530} = 0,03 \leq \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,167$$

L'effort normal de compression N_1 se trouve à l'intérieure de la section.

❖ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$Y = N_{acc} \times (d - c) + M_f > X = (0,337 \times h - 0,81 \times c) \times bh^2 \times f_{bc}.$$

$$- f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\sigma_b} \rightarrow \sigma_b = 1,5 \text{ (ELU)} \text{ et } \sigma_b = 1,15 \text{ (ACC)} \text{ Donc :}$$

$$- f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa (ELU)} \text{ et } f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa (ACC)}.$$

$$- d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm} \rightarrow c' = 0,11 \times d = 0,11 \times 45 = 4,95 \text{ cm}$$

$$- M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 89,65 + 2801,53(0,45 - 0,25) = 649,96 \text{ kn.m}$$

$$Y = 89,65 \times (45 - 4,95) + 649,96 < X = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 50 \times 50 \times 14,2$$

$$Y = 4240,44 < X = 454400$$

VI.4.1.4.5 Calcul des armatures en flexion simple à ACC (sens x-x) :

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{64996}{14,2 \times (45)^2 \times 50} = 0,352$$

$$\mu = 0,352 < \mu_c = 0,392 \text{ (acier ECE 400)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,352}) = 0,570$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,570) = 0,772$$

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

❖ **Déterminations des armatures :**

$$A_u = \frac{M_1'}{d \times \sigma_s \times \beta} = \frac{649960}{45 \times 348 \times 0,772} = 53,77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{1000 \times \sigma_s} = 53,77 - \frac{2801530}{100 \times 348} = -26,73 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{fc} = 0$$

❖ **Armatures minimales ;**

✓ **Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

$$A_{\min} = A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d \quad \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 50 \times 45 = 3,11 \text{ cm}$$

✓ **Condition imposées par les règles RPA99/2003 :**

$$A_{\min} = 0,9\% \times b \times h = 0,9\% \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

$$A = \max (A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{BAEL}) = (8,32 ; 3,11 ; 22,5) \text{ cm}^2 = 22,5 \text{ cm}^2.$$

❖ **Choix des armatures :**

$$4\text{T}12+6\text{T}20 \longrightarrow A = 23,37 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier résultat robot :

$$T_{\max} = 51,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{51590}{50 \times 45} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

❖ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier.

❖ **L'espace des armatures transversales :**

Selon le [BAEL91] :

$$\sigma_t \leq \min(15\phi_{l \min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) = \min(21) \text{ cm.}$$

$$\sigma_t = 20$$

Selon le [RPA99 (version 2003)] :

✓ *Zone nodale :*

$$\sigma_t \leq \min(15\phi_{l \min} ; 15 \text{ cm}) = \min (15) \text{cm}$$

$$\sigma_t = 10$$

✓ *Zone courante :*

$$\sigma_t \leq 15\phi_{l \min} = 21$$

$$\sigma_t = 20$$

❖ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteau-poutre :

$$L' = 2 \times 50 = 100 \text{cm.}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h, 60 \text{cm}\right) = 60 \text{cm}$$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50\phi_{L \max} = 80 \text{cm}$$

Tableau VI.2:Ferraillage longitudinal adopté pour chaque section.

Section	A cal (cm ²)	A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix	A adopté (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm))
(50×50)	8,32	3,11	22,5	6T16+4T20	24,63	80
(45×45)	7,43	2,45	18,22	10T16	18,22	70
(40×40)	0	1,74	14,4	4T16+6T14	15,2	80
(35×35)	0	1,33	11,03	10T14	13,76	70
(30×30)	0	0,97	8,1	10T12	9,05	80

VI.4.2 Schéma de ferraillage :

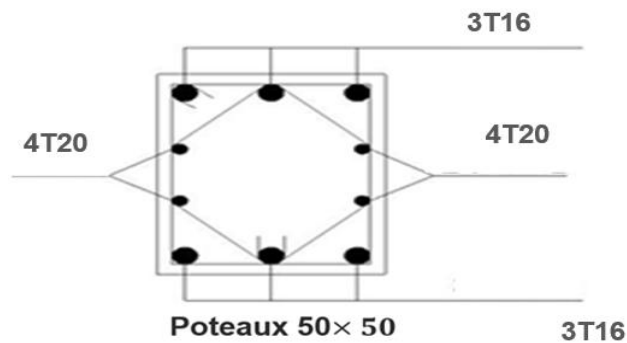


Figure V.4:Schéma de ferraillage des poteaux.

VI.5 Les poutres :

VI.5.1 Type de sollicitations :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments fléchissants et des efforts tranchants, le calcul se fera donc en flexion simple « M » en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.5.2 Ferrailages des poutres :

Le ferraillage sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), ensuite on vérifie à l'état limite de service (ELS), en suivant les recommandations exigées par l'RPA99/version 2003.

- **ELU (situation durable et transitoire) :** $1,35G + 1,5Q$.
- **ELS :** $G + Q$.
- **Situation accidentelle :** $G \pm Q \pm E$ et $0,8G \pm E$.

❖ **Recommandation selon RPA99 (V2003) :**

- a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- b) Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- c) La longueur minimale de recouvrement est de : 5ϕ en zone III.

- d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des croches à 90°.
- e) Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir les armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

❖ **Armatures longitudinales :**

Le choix des armatures longitudinales est le maximum des 3 sections suivantes calculé :

A_{cal} : est calculé en flexion simple.

$$A_{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{400}$$

$$A_{RAP} = 0,5\% \times B$$

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

❖ **Armatures transversales :**

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

L'espacement maximum est de : Zone nodale $S_t = (h/4 ; 12\phi)$.

Dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

ϕ : des armatures longitudinales à prendre est le petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

En prend la poutre principale (30×45) cm² comme un exemple de calcul.

VI.5.2.1 Les poutres principales (30×45) :

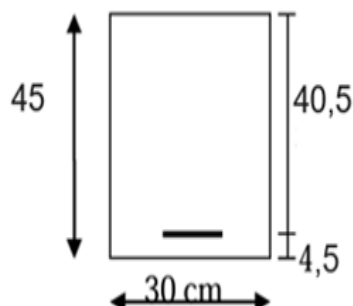


Figure VI.5:Section de calcul de la poutre principale.

- Le calcul est se fait sur la base de prendre le moment en travée et en appui maximal entre les différents combinaisons (ELU ; ELS ; ACC) en utilisant le logiciel rebot.

Tableau VI.3:Sollicitations de calcul les poutres principales.

		Moment en travée	Moment en appui
Poutre principale (30x45) cm ²	ELU	60KN.m	-108,15KN.m
	ELS	43,82KN.m	-78,97KN.m

La poutre est soumise à la flexion simple.

VI.5.2.1.1 Calcul ferraillage en combinaison ELU :

➤ **En appuis :**

❖ **Vérification de l'existence des armatures :**

$$M_{au} : -108,15KN.m ; d = h - \frac{h}{10} = 45 - \frac{45}{10} = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{108150}{30 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0,257 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{FeE400}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,257 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,257}) = 0,378$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,378) = 0,848$$

$$A = \frac{M_{au}}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{108150}{348 \times 0,848 \times 40,5} = 9,05 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

❖ **Vérification de l'existence des armatures :**

$$M_{tu} : 60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{60000}{30 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0,085 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{FeE400}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,085 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,085}) = 0,11$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,11) = 0,956$$

$$A = \frac{M_{tx}}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{60000}{348 \times 0,956 \times 40,5} = 7,52 \text{ cm}^2$$

1. Etat limite service ELS :

ELS : fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{108,15}{78,97} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion : les armatures qui calculée à ELU est maintenues.

Alors :

$$A_{t \max} : 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \max} : 7,52 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (armatures minimales) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

❖ **Recommandation RPA99v2003 :**

$$A_{min} = 0,5\%B = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}.$$

Donc : $A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL})$

Choix des armatures :

$$\text{Appui : } A_{cal} = 9,05 \text{ cm}^2$$

Travée : $A_{cal} = 7.52cm^2$

VI.5.2.2 Ferraillage des poutres secondaires :

✓ Les poutres secondaires (30×40) :

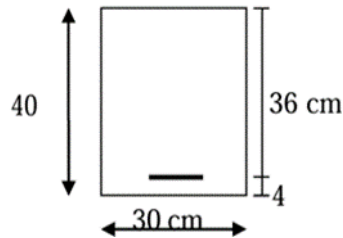


Figure VI.6:Section de calcul de la poutre secondaire.

Les sollicitations extraites de robot sont :

Tableau VI.4:Sollicitations de calcul les poutres secondaires.

		Moment travée	Moment appui
Poutre secondaire (30x40) cm ²	ELU	76,12KN.m	-88,66KN.m
	ELS	55,26KN.m	-64,50KN.m

La poutre est soumise à la flexion simple.

VI.5.2.2.1 Calcul ferraillage en combinaison ELU :

➤ En appuis :

❖ Vérification de l'existence des armatures :

$$M_{au} : -88,66 \text{ KN.m} ; d = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{88660}{30 \times 36^2 \times 14,2} = 0,160 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{FeE400}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,160 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,160}) = 0,219$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,219) = 0,912$$

$$A = \frac{M_{au}}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{88660}{348 \times 0,912 \times 36} = 7 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

❖ **Vérification de l'existence des armatures :**

$$M_{tu}: 76,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{76120}{30 \times 36^2 \times 14,2} = 0,137 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{FeE400}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\mu = 0,137 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Donc :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,137}) = 0,174$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,174) = 0,930$$

$$A = \frac{M_{tx}}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{76120}{348 \times 0,930 \times 36} = 6,53 \text{ cm}^2$$

1. Etat limite service ELS :

ELS : fissuration peu nuisible → aucun vérification pour σ_s

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{88,66}{64,50} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Condition de non fragilité (armatures minimales) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,31 \text{ cm}^2$$

❖ **Recommandation RPA99v2003 :**

$$A_{min} = 0,5\%B = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}.$$

Choix des armatures :

$$\text{Appui : } A_{cal} = 7 \text{ cm}^2$$

Travée : $A_{cal} = 6.53cm^2$

Identification de longueur minimale de recouvrement :

Recouvrement minimal en zone III est de : $L=50\phi$

Tableau VI.5:Longueur de recouvrement minimale.

Diamètre ϕ	$L=50\phi$ (cm)
12 cm	60
14 cm	70
16 cm	80
20 cm	100

On adopte : $L= 80$ cm

VI.5.2.2.2 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversal se fait sur la base de contrainte de cisaillement provoqué par l'effort tranchant.

D'après le BAEL99 : la section minimale est de $A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$

Avec : S_t : l'espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 45 ; 40) = \min(40,5 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

On adopte : 15 cm.

$$A_t = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}$$

❖ **Diamètre des armatures d'âme :**

- *Diamètre des poutres principales :*

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(1,28; 3; 1,2) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $t = 8 \text{ mm}$

- *Diamètre des poutres secondaires :*

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(1,15; 3; 1,2) = 1,15 \text{ cm}$$

On prend : $t = 8 \text{ mm}$

Selon RPA99/version 2003 :

a. L'espacement maximal (poutre principale) :

En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2 \times h = 2 \times 0,45 = 0,9 \text{ m}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30\text{cm}; 9 \text{ cm}\right) = \min(11,25; 30 \text{ cm}; 9 \text{ cm}) = 9 \text{ cm.}$$

$$S_t = 10\text{cm.}$$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

b. L'espacement maximal (poutre secondaire) :

En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2 \times h = 2 \times 0,40 = 0,8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30\text{cm}; 9 \text{ cm}\right) = \min(11,25; 30 \text{ cm}; 8 \text{ cm}) = 8 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

c. L'espacement maximal :

En zone nodale :

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ Résultats :

On adopte l'espacement minimale de $S_{t\ RPA}$ et $S_{t\ BAEL}$ donc on pond $S_{t\ BAEL}$.

Un cadre un épingle et un étrier de $\phi = 8\ mm$.

Choix armature transversale est de $4\phi 8 = 2,01\ cm$

VI.5.3 Vérification d'effort tranchant :**VI.5.3.1 Poutre principale :**

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

$$T_{\max} = 127,51\ KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{127510}{30 \times 40,5 \times 100} = 1,04\ Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 4Mpa\right) = 3,33Mpa$$

Conclusion :

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée.

VI.5.3.2 Poutre secondaire :

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

$$T_{\max} = 107,65$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{107650}{30 \times 36 \times 100} = 0,996\ Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 4Mpa\right) = 3,33Mpa$$

Conclusion :

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Armature de peau :

$$Pp : A_c = 0,002 \times b_0 \times h = 0,002 \times 30 \times 45 = 2,7\ cm^2$$

$$Ps : A_c = 0,002 \times b_0 \times h = 0,002 \times 30 \times 40 = 2,4\ cm^2$$

Choix : 2T14=3,08cm².

❖ Choix des armatures :

Tableau VI6:Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Type de poutres		A_{min} (cm)		A_{cal} (cm ²)	Barre choisies	A_{corr} (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
PP (30×45)	Travées	1,47	6,75	7,52	3T14+3T12	8,01	80
	Appuis	1,47	6,75	9,05	6T14	9,24	80
PS (30×40)	Travées	1,31	6	6,53	6T12	6,79	80
	Appuis	1,31	6	7	3T14+3T12	8,01	80

VI.5.4 Schéma de ferraillage :

1. Poutre principale :

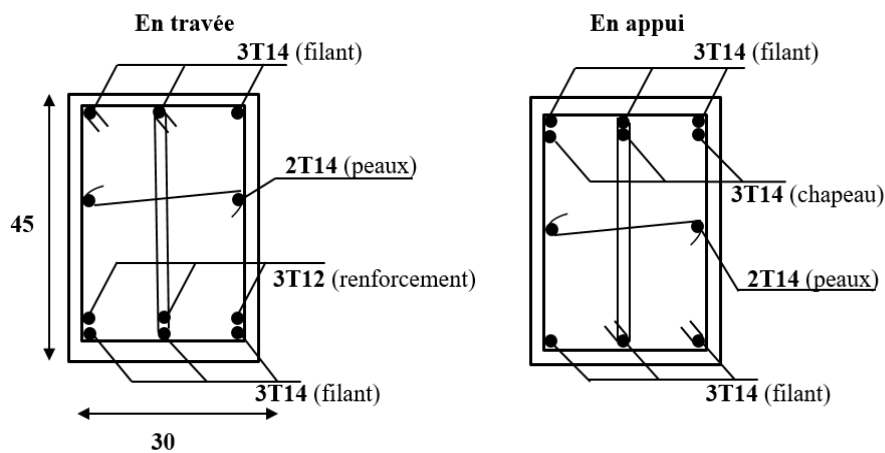


Figure VI.7:Schéma de ferraillage les poutres principales.

2. Poutre secondaire :

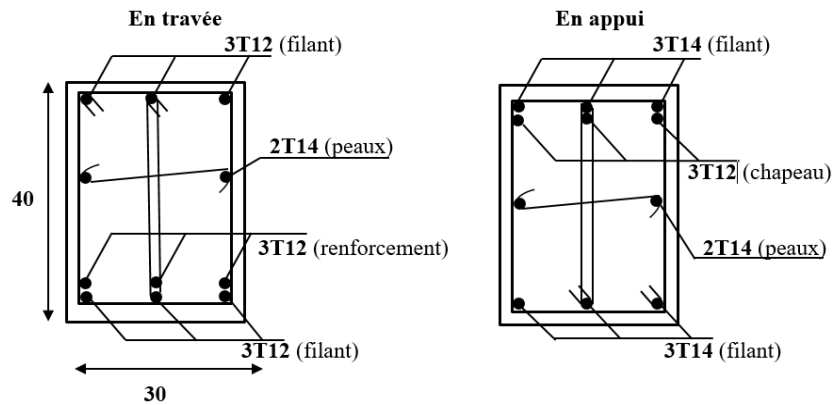


Figure VI.8:Schéma de ferraillage les poutres secondaires.

VI.6 Conclusion :

Les portiques jouent un rôle prépondérant vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armé ; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99/V2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

CHAPITRE VII:

Etude des voiles.

VII.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charge et surcharge) et à des forces horizontales dues au séisme.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- ✓ Voile de contreventement.
- ✓ Voile périphérique du sous-sol.

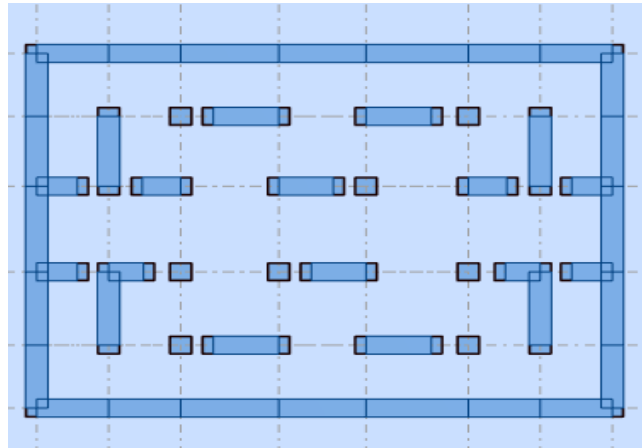


Figure VII.1:Disposition des voiles de contreventements et périphériques.

VII.2 Etude des voiles de contreventement :

Le voile de contreventement sera calculé en flexion composée et au cisaillement de l'effort tranchant du au charges horizontales et verticales :

Pour cela les types d'armateur utilisé sont :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

La structure de notre projet est contreventée par les voiles afin d'assurer la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

✓ **Les combinaisons exigées par RPA sont :**

- **ELU** : $1,35G+1,5Q$
- **ACC**: $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$
- **ELS**: $G+Q$

✓ **Les recommandations exigées par RPAv2003 :**

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé

[DTR-B.C.-2.41 " CBA93 "] si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II).

2. Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales. Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4].**

❖ **Condition du [RPA99(2003)/7.7.4.1] :**

Les armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile $A_{v1} \geq \longrightarrow 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

- $A_1 = ((L - 2a) \times e) \times 0,10\%$
- $A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2A_v$
- $A_v = \max(A_1; A_2)$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Espacement des barres verticales :

$S = \min(1,5 \times e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

A 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 égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi = \frac{L}{10} e$.

VII.3 Exemple de calcul :

Voile de contreventement le plus défavorable sans ouverture d'épaisseur 20 cm.

❖ **Vérification au flambement :**

$$\lambda \leq \max(50 ; \min(67 \times \frac{e_a}{h} ; 100))$$

$$e_a = \max(\frac{h_e}{250} ; 2\text{cm}) = 2\text{cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda \leq \max(50 ; \min(67 \times \frac{2}{h} ; 100)) = 50$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285,6}{20} = 49,47$$

$\lambda = 49,47 \text{ cm} < \lambda = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

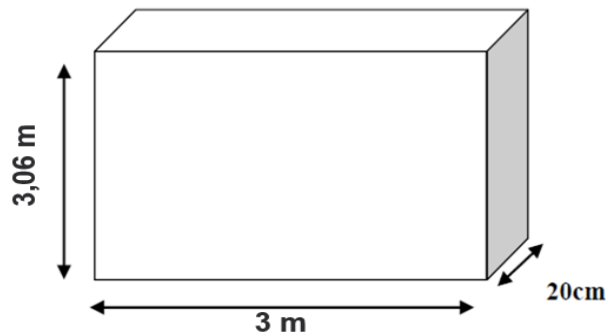


Figure VII.2: Dimension de calcul du voile.

VII.4 Calcul du ferrailage :

❖ **ELU :**

Les sollicitations de calcul :

D'après logiciel ROBOT on prend le voile plus sollicité donc c'est le voile N° :1258.

✓ **Sens x-x :**

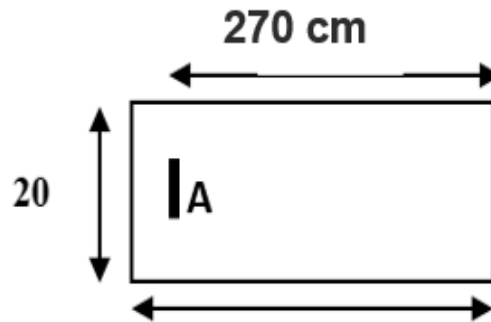


Figure VII.3:Section de calcul de voile (sens x-x).

$$N_x = 253,38 \text{ KN/m}$$

$$M_y = 7,66 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est de dimensions (b×100cm) (bande de 1m de largeur).

VII.4.1 Calcul de l'excentricité (sens x-x) :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7,66}{253,38} \times 100 = 3,02 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

➤ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$I = N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 > II = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h.$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

- $\sigma_b = 1,5$ (ELU) et $\sigma_b = 1,15$ (ACC) Donc :

- $M'_1 = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 7,66 + 253,38 (0,18 - 0,0010) = 53,02 \text{ KN.m}$

- $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \rightarrow c' = 0,11 \times d = 0,11 \times 18 = 1,98 \text{ cm}$

$$I = 253,38 \times (2,7 - 0,0198) - 53,02 = 626,09 \text{ KN.m}$$

$$II = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 14,2 \times 100 \times 100 = 727040 = 7270,4 \text{ KN.M}$$

$I = 626,09 \text{ KN.m} < II = 727040 \text{ KN.m} \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{53020}{14,2 \times (18)^2 \times 100} = 0,115$$

$$\mu = 0,115 < \mu_c = 0,392 \text{ (acier ECE 400)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115}) = 0,153$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,153) = 0,938$$

$$\sigma_s = 348MPa$$

❖ **Déterminations des armatures :**

$$A_u = \frac{M'_1}{d \times \sigma_s \times \beta} = \frac{53020}{18 \times 348 \times 0,938} = 9,02 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 9,02 - \frac{253380}{100 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{fc} = 1,74 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 9 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T14=9,24\text{cm}^2 \text{ (e=15cm)}$$

✓ **Sens y-y :**

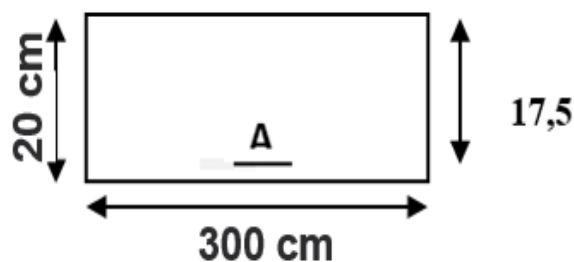


Figure VII.4:Section de calcul de voile (sens y-y).

$$N_Y = 158,57KN/m$$

$$M_X = 1,51KN.m$$

La section de calcul est de dimensions (b×100cm) (bande de 1m de largeur).

VII.4.2 Calcul de l'excentricité (sens y-y) :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,51}{158,57} \times 100 = 0,95 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

➤ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$I = N'_1 \times (d - c_1) - M'_1 > II = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h.$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$- M'_1 = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,51 + 158,57(0,175 - 0,0010) = 29,10 \text{ KN.m}$$

$$- d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \rightarrow c' = 0,11 \times d = 0,11 \times 18 = 1,98 \text{ cm}$$

$$I = 158,57 \times (2,7 - 0,0198) - 29,10 = 395,9 \text{ KN.m}$$

$$II = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 14,2 \times 100 \times 100 = 727040$$

$$I = 395,9 \text{ KN.m} < II = 727040 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{29100}{14,2 \times (17,5)^2 \times 100} = 0,067$$

$$\mu = 0,067 > \mu_c = 0,392 \text{ (acier ECE 400)} \rightarrow A' \text{ existe.}$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_L} \text{ et } \varepsilon_L = \frac{\text{FeE400}}{200 \times \sigma_s}$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) = 0,086$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,086) = 0,965$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Déterminations des armatures :**

$$A_u = \frac{M'_1}{d \times \sigma_s \times \beta} = \frac{29100}{17,5 \times 348 \times 0,965} = 4,95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 4,95 - \frac{158570}{100 \times 348} = 0,40 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{fc} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 9\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$8\text{T}12=9,05\text{cm}^2 \text{ (e=15cm)}$$

✓ *Condition du [RPA99(2003)/7.7.4.1] :*

$$A_1 = ((L - 2a) \times e) \times 0,10\% = ((300 - 2 \times 50) \times 20) \times 0,10\% = 4\text{cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2 A_t = 2,72\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_1; A_2) = 4\text{cm}^2$$

Espacement des barres verticales :

$$S = \min(1,5 \times e; 30) \text{ cm} = 30\text{cm}$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 15\text{cm}$.

$$S' = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

VII.5 Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_u = 1,4 \times = \text{KN/m}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times T_u}{e \times b} = \frac{1,4 \times 135250}{20 \times 300 \times 100} = 0,31 < \bar{\tau}$$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_{tmin}}{b \times s} \geq \frac{1}{f_e} \min\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times s}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0,68}{2}$$

$$\rightarrow A_{tmin} = 0,34\text{cm}$$

Choix des armatures :

$$2\phi 10 \longrightarrow A = 1,57\text{cm}^2$$

VII.6 Schéma de ferrailage :

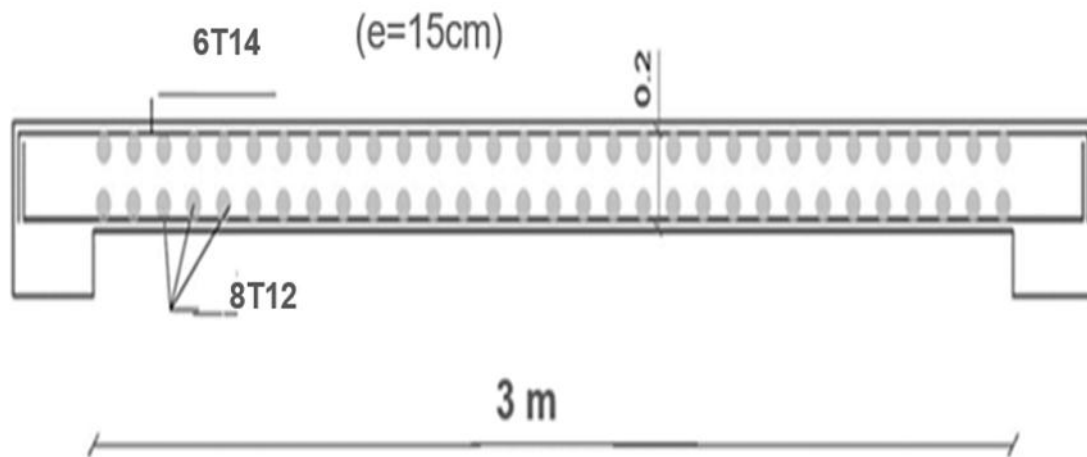


Figure VII.5:Schéma de ferrailage de voile de contreventement.

VII.3 Etude de voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussées de terre à ce niveau, il neccessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/V2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristique minimales suivants :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 25\text{cm}$, la hauteur de voile périphérique = 4.08m.

❖ Calcul de la poussée de terre :

$$q = \gamma \times h e \times K_a$$

On fait le calcul pour 1m de largeur :

- ✓ **Q** : Surcharge d'exploitation = 2.5KN/m²
- ✓ **γ** : Poids volumique de la terre = 17KN/m³
- ✓ **φ** : angle de frottement interne du sol = 30°
- ✓ **K_a** : coefficient de poussée de terre, $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.333$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

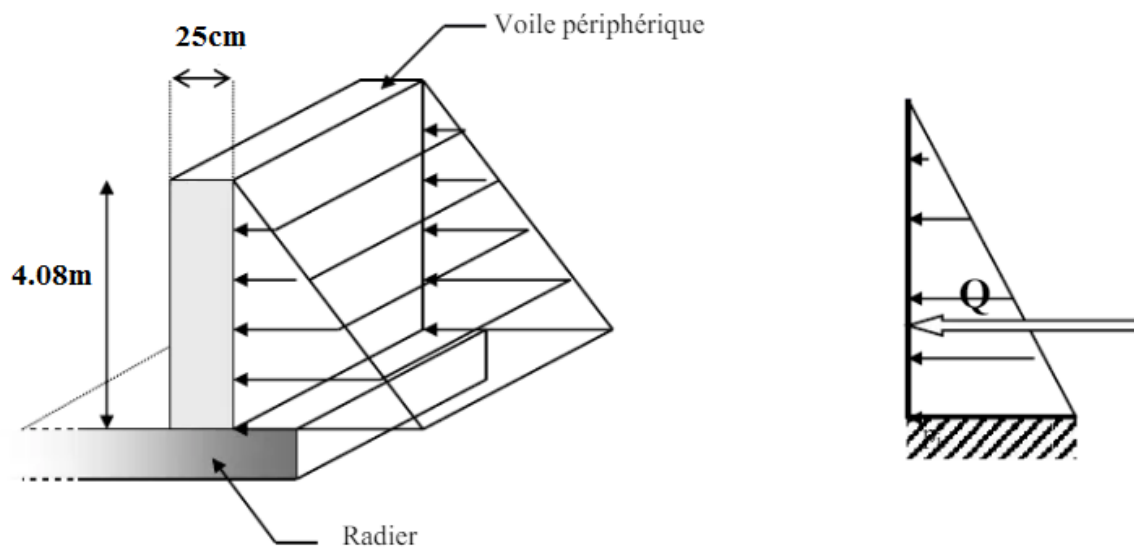


Figure VII.6:Schéma statique d'un voile périphérique.

VII.3.1 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour une dalle uniformément chargée :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{4.9} = 0.95 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

Avec : $\mu_x^u = 0.0410$; $\mu_y^u = 0.8875$; $\mu_x^{ser} = 0.0483$; $\mu_y^{ser} = 0.9236$

✓ $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$

✓ $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

En travée :

✓ $M_{tx} = 0.85M_{0x}$

✓ $M_{ty} = 0.85M_{0y}$

En appui :

✓ $M_{ax} = -0.4M_{0x}$

$$\checkmark M_{ax} = -0.4M_{0x}$$

Combinaison fondamentale :

➤ ELU :

$$q_u = 1.35 \left(\frac{1}{2} \gamma \times h e^2 \times K_a \right) 1m = 1.35 \times \frac{1}{2} \times 17 \times 4.08^2 \times 0.333 \times 1 = 63.60 \text{KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_u = \left(\frac{1}{2} \gamma \times h e^2 \times K_a \right) 1m = \frac{1}{2} \times 17 \times 4.08^2 \times 0.333 \times 1 = 47.12 \text{KN/ml}$$

VII.3.2 Calcul des moments :

Tableau VII.3: Détermination des moments fléchissant en appui et travée.

	μ_x	μ_y	Moments isostatique (KN.m)		Moments en travée (KN.m)		Moments en appui (KN.m)	
			M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
ELU	0.0410	0.8875	57.60	51.12	48.96	43.45	-23.04	-20.44
ELS	0.0483	0.9236	50.27	46.43	42.72	39.46	-17.08	-15.78

VII.3.3 Calcul le ferrailage :

ELU :

➤ Sens x-x :

✓ En travée :

$$M_{tx} = 48.96 \text{KN.m} ; b = 100 \text{cm} ; h = 25 \text{cm} ; d = 0.9h = 22.5 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{48.96 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.225^2 \times 1} = 0.068 < 0.392 \rightarrow A'n' \text{ exist pas.}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.088$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.088 = 0.96$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_s} = \frac{48.96 \times 10}{0.96 \times 0.225 \times 348} = 6.51 \text{cm}^2$$

✓ En appui :

$$M_{ax} = -23.04 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{23.04 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.225^2 \times 1} = 0.032 < 0.392 \rightarrow A' n' exist pas.$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.041 = 0.98$$

$$A_{au} = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.04 \times 10}{0.98 \times 0.225 \times 348} = 3 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens y-y :**

✓ *En travée :*

$$M_{ty} = 43.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{43.45 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.225^2 \times 1} = 0.06 < 0.392 \rightarrow A' n' exist pas.$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.077 = 0.97$$

$$A_{tu} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_s} = \frac{43.45 \times 10}{0.97 \times 0.225 \times 348} = 5.7 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$M_{ay} = -20.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{20.44 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.225^2 \times 1} = 0.028 < 0.392 \rightarrow A' n' exist pas.$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.035 = 0.98$$

$$A_{tu} = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.44 \times 10}{0.98 \times 0.225 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

ELS :

Fissuration préjudiciable → il faut calculer les armatures.

➤ **Sens x-x :**

✓ *En travée :*

$$M_{tx} = 42.72 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 150 \sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d^2 \times b} = \frac{42.72 \times 10^{-3}}{201.6 \times 0.225^2 \times 1} = 0.0042 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.875 ; K_1 = 25$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.6}{25} = 8.064 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{42.72 \times 10}{201.6 \times 0.875 \times 0.225} = 13.45 \text{cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = -17.08 \text{KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d^2 \times b} = \frac{17.08 \times 10^{-3}}{201.6 \times 0.225^2 \times 1} = 0.00167 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.915 ; K_1 = 43.82$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.6}{43.82} = 4.6 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{17.08 \times 10}{201.6 \times 0.918 \times 0.225} = 5.12 \text{cm}^2$$

➤ **Sens y-y :**

✓ **En travée:**

$$M_{ty} = 39.46 \text{KN.m}$$

$$\mu_1 = 0.0038 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.879 ; K_1 = 26.32$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.6}{26.32} = 7.65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{39.46 \times 10}{201.6 \times 0.879 \times 0.225} = 12.37 \text{cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$M_{ay} = -15.78 \text{KN.m}$$

$$\mu_1 = 0.00154 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.918 ; K_1 = 45.98$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.6}{45.98} = 4.38 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{15.78 \times 10}{201.6 \times 0.918 \times 0.225} = 4.73 \text{cm}^2$$

Tableau VII.4:Recapitulatif de calcul de ferrailage sens (x-x)et (y-y) à L'ELU et L'ELS.

		Sens x-x				Sens y-y			
		μ		A (cm ²)		μ		A (cm ²)	
ELU	En travée	0.068		6.51		0.06		5.7	
	En appui	0.032		3		0.028		2.66	
		μ	K	β	As (cm ²)	μ	K	β	As (cm ²)
ELS	En travée	0.0042	25	0.875	13.45	0.0038	26.32	0.879	12.37
	En appui	0.00167	43.82	0.915	5.12	0.00154	45.98	0.918	4.73

Armatures minimales :

✓ Selon RPA99/V2003 :

$$A_{min} = 0.1\%bh = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5cm^2/ml$$

✓ Selon BAEL91 :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.7cm^2/ml$$

✓ $A = \max(A_u; A_{ser}; A_{RPA99}; A_{BAEL91})$

Tableau VII.5: Ferrailage longitudinal adopté pour voile périphérique.

		$A_u(cm^2)$	$A_{ser}(cm^2)$	$A_{RPA99}(cm^2)$	$A_{BAEL91}(cm^2)$	$A(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des armatures	S _t (cm)
Sens x-x	Appui	3	5.12	2.5	2.7	5.12	7.92	7HA12	15
	Travée	6.51	13.45	2.5	2.7	13.45	13.85	9HA14	10
	Appui	2.66	4.73	2.5	2.7	4.73	7.92	7HA12	15

Sens	Travée	5.7	12.37	2.5	2.7	12.37	13.85	9HA14	10
y-y									

VII.3.4 Schéma de ferrailage :

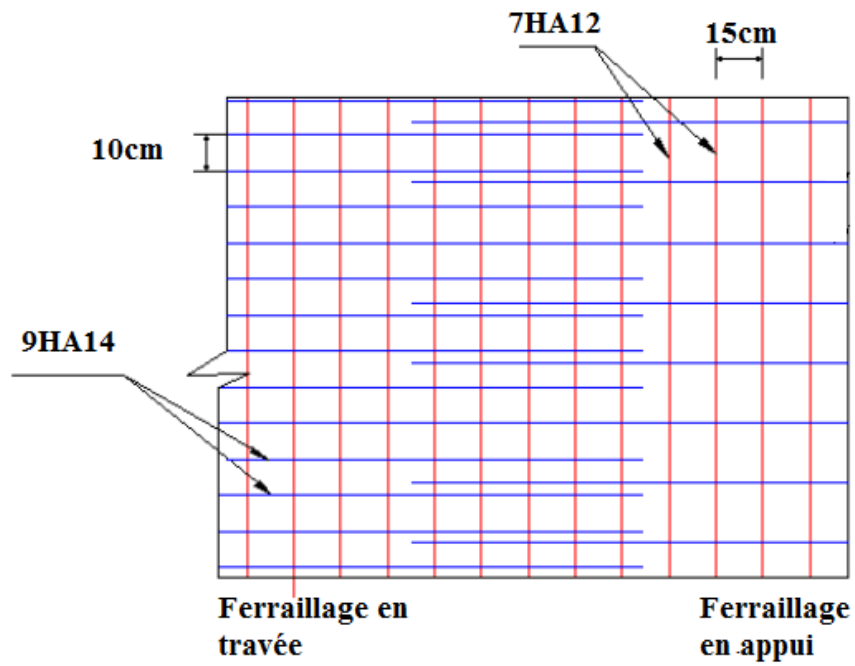


Figure VII.7:Schéma de ferrailage de voile périphérique.

CHAPITRE VIII :
Etude
d'infrastructure.

VIII.1 Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- ✓ Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- ✓ Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

VIII.2 Combinaison d'action :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ **ELU**: $1.35G + 1.5Q$
- ✓ **ELS**: $G + Q$
- ✓ **ACC**: $0.8G \pm E$

VIII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La Nature de l'ouvrage à fonder.
- ✓ La nature du terrain et sa résistance.
- ✓ Profondeur du bon sol.
- ✓ Le tassement du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les fondations en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général). -Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bars à une profondeur de 4.08 m.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$; $\bar{\sigma}_s = 2bars$

Avec :

S : Surface de la semelle.

N : effort normal du aux charges verticales.

$$\checkmark N = G + Q = 49132.88 + 10369.76 = 59502.64KN$$

$$S_s \geq \frac{59502.64}{200} = 297.51m^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{297.51}{535.92} = 55.51\% \geq 50\% \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, il n'est pas envisageable de faire des semelles filantes, nous passons donc au radier général.

VIII.4 Etude du radier générale :

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol. Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

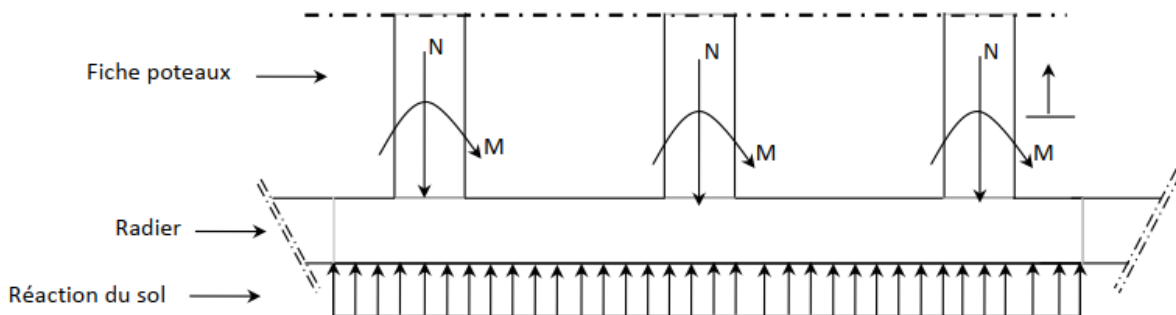


Figure VIII.1:Schéma de radier générale.

VIII.5 Pré dimensionnement du radier :

❖ *Epaisseur de raideur :*

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer son épaisseur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression, cette épaisseur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

VIII.5.1 Condition forfaitaire :

L_{max} : La plus grande portée entre des deux éléments de contreventement.

$$\frac{L_{max}}{8} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{4.90}{8} \leq ht \leq \frac{4.90}{5} \rightarrow 0.61m \leq ht \leq 0.98m$$

L_{max} : La plus grande portée entre des deux éléments de contreventement.

VIII.5.2 Condition de la rigidité :

$Le \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$; Le : Longueur élastique.

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Tel que :

K : Coefficient de raideur du sol (sol moyen), $K = 4000t/m^3$.

E : Module d'Young de béton, $E = 3.2 \times 10^6 MPa$.

I : Inertie de radier.

b : Largeur de radier [bande de 1m].

Donc :

$$ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4.9^4}{3.2 \times 10^4 \times \pi^4}} \rightarrow h \geq 0.70m$$

VIII.5.3 Condition de non cisaillement :

Pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 4.7m$; $L_y = 4.9m$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{4.9} = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

$$T_x = q \frac{L_x L_y}{2L_x + L_y} = 178.81KN ; T_y = \frac{q L_x}{3} = 173.94KN$$

$$q = \frac{N_{ser}}{S_b} = \frac{59502.64}{535.92} = 111.03KN/m^2$$

$$T_{max} = T_x = 178.81KN$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle.

$$\rightarrow ht \geq \frac{T_{max}}{0.9b \times \bar{\tau}_u} = \frac{178.81}{0.9 \times 1 \times 2500} = 0.079m$$

VIII.5.4 Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier (ELU).

$N_u = 29883.86KN$ localisé au poteau (50 × 50).

U_c : Périmètre cisailé dans le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a1 + b1) \rightarrow a1 = a + h$$

$$b1 = b + h$$

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 4h + 2(0.5 + 0.5) = 4h + 2$$

$$29883.86 \leq 0.045 \times (4h + 2) \times h \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$3000h^2 + 1500h - 29883.86 \geq 0 \rightarrow h \geq 2.9m$$

Remarque : Pour satisfaire les quatre conditions, on opte pour une épaisseur **h = 80cm**.

❖ **Caractéristiques du radier :**

$$S = 535.92m^2.$$

$$\text{Poids propre: } Gr = \gamma_b \times h \times S = 25 \times 0.9 \times 535.92 = 12058.2KN$$

✓ **Calcul le débordement :**

Le débord est la partie ajouté à la limite du périmètre de la dalle du radier.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max(45cm; 30cm) \rightarrow \text{On prend } D = 50cm$$

❖ **La surface du radier :**

$$S_{radier} \geq 195.19m^2$$

$$\text{On a la surface du bâtiment } S_{bat} = 535.92m^2$$

$$\text{Donc : } S_{radier} = S_{bat} + D \times (X + Y)$$

Tel que :

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

$$S_{radier} = 535.92 + 0.5 \times 46.7 = 559.27m^2$$

VIII.6 Vérification des contraintes :

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5.

$$\sigma_{sol} = 2MPa; 1.5\sigma_{sol} = 3MPa$$

➤ **ELU :**

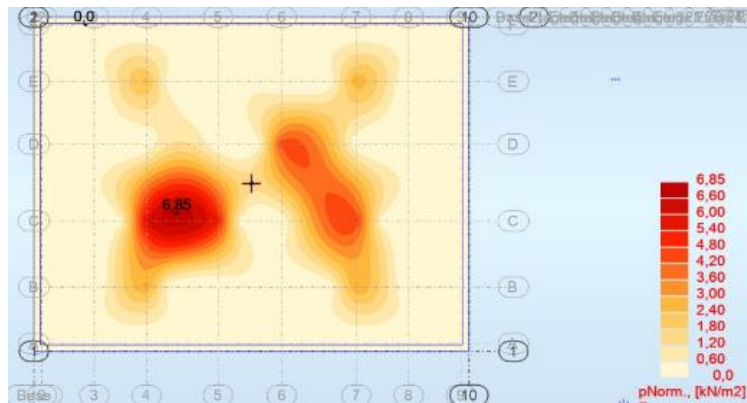


Figure VIII.2:Cartographie de la distribution des contraintes à ELU.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0,0685 + 0}{4} = 0,05 MPa < 3 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **ELS :**

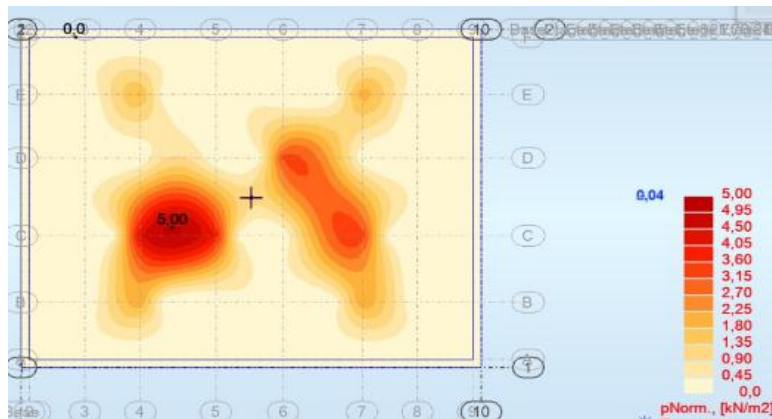


Figure VIII.3:Cartographie de la distribution des contraintes à ELS.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0,05 + 0}{4} = 0,037 MPa < 3 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VIII.7 Vérification de l'effet sous pression : (soulèvement)

Cette vérification assure le non soulèvement de bâtiment sous l'effet de la pression, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Tel que :

W : Poids totale de la structure ; W = 52216.43KN.

Z : Profondeur de l'infrastructure h=4.08m

F_s: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ; F_s = 1.5

S : Surface du radier.

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10\text{KN}/\text{m}^3$

$W = 52216.43\text{KN} > 1.5 \times 10 \times 4.08 \times 535.92 = 32798.304\text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Remarque : notre radier est en sécurité vis-à-vis du phénomène de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique.

VIII.8 Calcul ferrailage de radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

❖ **Moments isostatiques du radier : Selon le BAEL91**

Calcul des sollicitations :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Le panneau du radier le plus sollicité est de longueurs suivantes :

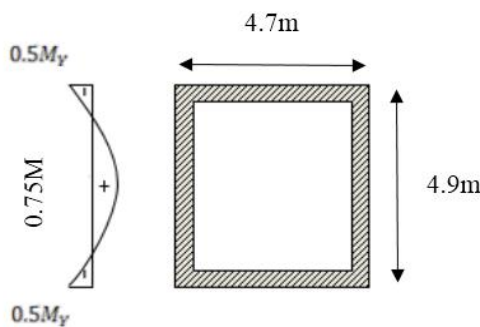


Figure VIII.4:Distribution des moments et dimension du panneau le plus sollicité.

➤ **ELU :**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_{xu}	M_{yu}
0.95	0.0410	0.8875	$M_x = \mu_x \times qu \times L_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$

➤ **ELS :**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_{xs}	M_{ys}
0.95	0.0483	0.9236	$M_x = \mu_x \times q \text{ ser} \times L_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$

❖ **Moments plus sollicités dans la dalle de chaque sens** : d'après la modélisation faite, on constate les résultats suivants :

✓ **Sens x-x :**

Tableau VIII.1:Moments plus sollicités de la dalle sens x-x.

Niveau	Moments KN.m		
	ELU	ELS	ACC
Radier	438.74	320.23	423.36

✓ **Sens y-y :**

Tableau VIII.2:Moments plus sollicités de la dalle sens y-y.

Niveau	Moments KN.m		
	ELU	ELS	ACC
Radier	552.46	402.76	548.65

VIII.8.1 Ferrailage :

✓ **Sens x-x :**

✓ **Calcul des armatures à L'ELU :**

Le calcul se fera en flexion simple. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec :

$$b = 100\text{cm} ; d = 0.9h = 72\text{cm} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; f_u = 14.2\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x}{bd^2f_{bu}} = \frac{438.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_{bu} = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.08 = 0.97$$

$$A = \frac{M_x}{\beta d \sigma_s} = \frac{438.74 \times 10}{0.97 \times 0.72 \times 348} = 18.05\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 72 \frac{2.1}{400} = 8.7\text{cm}^2$$

$$A = \max(A ; A_{min}) = 18.05\text{cm}^2 \rightarrow \text{On prend } \mathbf{6HA20} = \mathbf{18.85\text{cm}^2} \rightarrow \mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

Tableau VIII.3:Ferrailage de la dalle de radier d'une bande de 1m à L'ELU.

Panneau	Sens x – x	Sens y – y
	En travée	En travée

$M_u(KN.m)$	438.74	522.46
μ	0.06	0.07
$\mu < 0.392$	A' n'existe pas	A' n'existe pas
α	0.08	0.09
β	0.97	0.96
$A_s (cm^2)$	18.05	21.72cm ²
A_{min}	8.7cm ²	8.7cm ²
A_s adopté (cm ²)	18.85	24.25cm ²
Armatures choisi	6HA20	5HA25
Espacement (cm)	15cm	20cm

VIII.8.2 Vérification de contraintes de compression dans le béton à L'ELS :

❖ Sens x-x :

$$M_x = 320.23KN.m$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = K \times y \text{ et } K = \frac{M_s}{I} \text{ avec } I: \text{Moment d'inertie} = \frac{by^3}{3}$$

y : Position de l'axe neutre.

✓ Position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 18.85}{100} = 2.82cm$$

$$E = \frac{30A_u \times d}{b} = \frac{30 \times 18.85 \times 72}{100} = 407.16cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 17.5cm$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta A (d - y)^2 = \frac{100 \times 17.5^3}{3} + 15 \times 18.85 (72 - 17.5)^2 = 1018479.37cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{320.23 \times 10^3}{1018479.37} = 0.31$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.31 \times 17.5 = 5.42MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.31(72 - 17.5) = 245.25MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 150\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201.6MPa < \sigma_s = 245.25MPa$$

Conclusion : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ }
 $\sigma_s > \overline{\sigma}_s$ } Les armatures calculés en L'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculés à L'ELS.

VIII.8.3 Détermination des armatures à l'ELS (sens x-x) :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \times d^2 \times b} = \frac{320.23 \times 10^{-3}}{201.6 \times 0.72^2 \times 1} = 0.0030 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.910 ; K_1 = 40.56$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.6}{40.56} = 4.9 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{320.23 \times 10}{201.6 \times 0.910 \times 0.72} = 24.24 \text{cm}^2$$

✓ *Choix des armatures :*

5HA25 = 24.54cm² avec un espacement 20cm.

Tableau VIII.4: Vérification des contraintes de compression dans le béton à L'ELS (sens y-y).

Sens y-y									
M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Condition
402.76	24.25	1249745.39	19.54	0.32	6.25	15	251.81	240	Non Vérifiée

VIII.8.4 Détermination des armatures à l'ELS (sens y-y) :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \times d^2 \times b} = \frac{402.76 \times 10^{-3}}{201.6 \times 0.72^2 \times 1} = 0.00385 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.900 ; K_1 = 35$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.6}{35} = 5.76 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{402.76 \times 10}{201.6 \times 0.900 \times 0.72} = 30.83 \text{cm}^2$$

✓ *Choix des armatures :*

10HA20 = 31.42cm² avec un espacement 10cm.

VIII.9 Calcul le débord de la dalle :

Le débord est la surface ajoutée à la limite de la dalle de radier pour augmenter la surface d'assit, c'est une console soumise à une charge uniforme répartie calculé par mètre linéaire.

Sachant que :

$$b = 100\text{cm} ; h = 80\text{cm} ; d = 72\text{cm}$$

➤ **ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{81884.02}{559.27} = 148.26\text{KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{148.26 \times 0.5^2}{2} = 18.53\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.0025 < \mu_{bu} = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0025}) = 0.0031$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0031 = 0.99$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.53 \times 10}{0.99 \times 0.72 \times 348} = 0.7\text{cm}^2$$

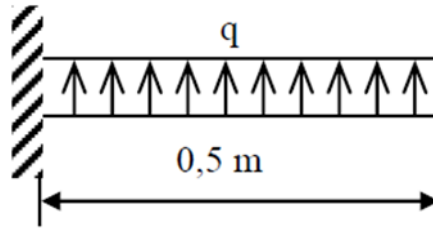


Figure VIII.5: Schéma statique de le débord.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 72 \times \frac{2.1}{400} = 8.7\text{cm}^2$$

$$A_a = \max(A ; A_{min}) = 8.7\text{cm}^2 \rightarrow \text{On prend } \mathbf{6HA14} = \mathbf{9.24\text{cm}^2} \rightarrow \mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

➤ **ELS :**

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{59502.64}{559.27} = 106.39\text{KN/m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{106.39 \times 0.5^2}{2} = 13.29\text{KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.24}{100} = 1.38\text{cm}$$

$$E = \frac{30A \times d}{b} = \frac{30 \times 9.24 \times 72}{100} = 199.58\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 12.81\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \eta A (d - y)^2 = \frac{100 \times 12.81^3}{3} + 15 \times 9.24 (72 - 12.81)^2 = 555648.05\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13.29 \times 10^3}{555648.05} = 0.024$$

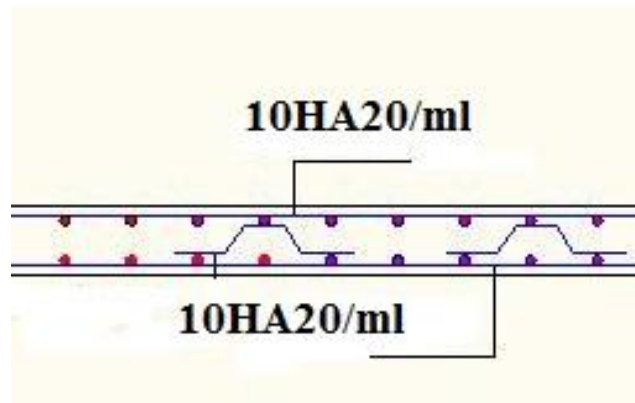
$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.024 \times 12.81 = 0.3\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.024(72 - 12.81) = 21.31\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 150\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201.6\text{MPa} > \sigma_s = 21.31\text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VIII.10 Schéma de ferrailage de la dalle de radier :

➤ Sens y-y :



➤ Sens x-x :

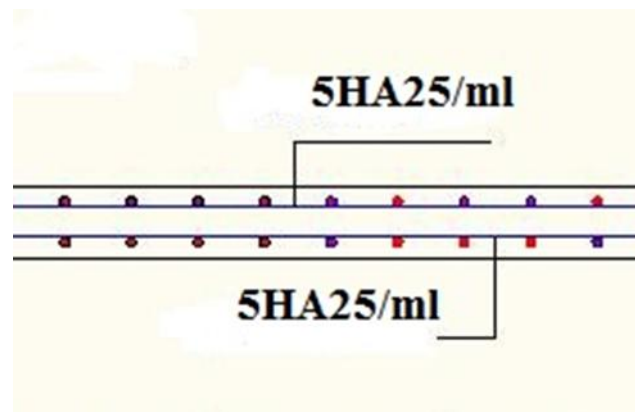


Figure VIII.5:Schéma de ferrailage de la dalle de radier (sens x-x) et (sens y-y).

VIII.11 Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut affecter un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques.

Pour notre structure, la capacité portante du sol est moyenne et pour des raisons de sécurité vue les dimensions de notre structure qui sont importantes, on a adopté le radier générale.

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur, en effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99/V2003 et BAEL99, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment. Par la suite, nous avons abordé la programmation par le logiciel « ROBOT », pour assimiler le comportement de la structure, suite à différentes sollicitations statiques et dynamiques.

La disposition des voiles a été un compromis entre la fondation de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique en respectant l'aspect architectural du bâtiment, car c'est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes influentes sur le comportement de la structure vis-à-vis des charges extérieures, telles que les séismes, chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple (habitation, service et commercial).

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Références bibliographiques

Règlements :

- ❖ Règles parasismiques algériennes : **RPA99/V2003**.
- ❖ Document techniques réglementaires des charges permanentes et des charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2**.
- ❖ Règles de conception et de calcul de structure en béton armé **C.B.A.93**
- ❖ Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Thèses fin d'étude :

- ❖ Etude d'un bâtiment RDC+8étages à usage d'habitation présenté par : B.F et B.Z.
- ❖ Etude d'un bâtiment RDC+8étages+3sous-sol, contreventé par un système mixte présenté par : K.R et K.A.