

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



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BOUKERDOUNE AZEDDINE

REJDAL SIDALI

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème :

Etude d'un Bâtiment (R+7+S/SOL) à usage multiple

Devant le jury composé de :

Mr : ARIBL.C
Mr : REFFAS.B
Mr : DJOUABLI.H
Mr : MOUSSAOUI.F

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinateur
Examinateur

Année Universitaire 2018/2019



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenue un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.

*A mes chers frères **OMAR** et **HAMID** et **Moussa** et **Imad***

*A mes chères sœurs **aldja** et **Fouzia** et **Zahra** et **fatma** et
Karima et **Asma**.*

*A toute la famille **REJDAL** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils
et filles)*

*A mes amis que je les considère comme mes frères: **TAS**
HALIM, **DERRADJ MASSINISSA**, **HAMITOUCHE**
TOUFIK , **ABBELA M'hamed**.*

Sidali





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenue un paradis en leurs présence avec ses tendres paroles.

*A mes chers frères **Karim, Aziz, Kader***

*A ma sœur **Sarah***

*A toute la famille **BOUKERDOUNE** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles)*

A mes grandes mères

A mes amis que je les considère comme mes frères:

**DERRADJ MASSINISSA , RAHMI ADEL,
LOUNISSIAZIZ, MEZIOUD OUALID.**

Azeddine



Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **MrREFFAS BRAHIM** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et étude d'une structure à usage multiple (commercial, administrative et habitation) composée d'un RDC + 7 étages + 01 sous-sol qui sera implanté dans la wilaya de Bouira, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement. L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.V9.7. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003). Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (SOCOTEC). En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Abstract

The aim of this study is the conception of structure used for commerce, administration and dwelling. It composes of R + 7 stories + one underground that will be established in Bouira state which is classified in zone IIa according to the Algerians rules against of quake (RPA 99 version 2003),The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.V9.7.The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003).About the checking of reinforcement, we used software SOCOTEC. At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تصميم و دراسة بناية ذات طابع متنوع (تجارى، إداري، سكني) تتألف من طابق تحت ارضي + طابق ارضي سفلي + 7 طوابق، بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA9 version 2003) مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة , الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي(ETABS V9.7) و تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة ل لبنانية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 (BAEL 91) *modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003* للتحقق من نتاج التسليح استعملنا برنامج ألي .SOCOTEC. في الأخير ، دراسة العناصر المشكلة لقاعدة البناية (الأساسات) هي مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Sommaire

Introduction.....	14
Chapitre I : Généralités	
I.1. Présentation de l'ouvrage	15
I.2. Caractéristique des matériaux	17
I.3. Hypothèses de calculs	23
I.4. Actions et sollicitations	24
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	25
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	25
II.3. Pré dimensionnement des poutres	25
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	27
II.5.Evaluation des charges et des surcharges.....	29
II.6.Surcharges d'exploitation.....	32
II.7. Pré dimensionnement des poteaux.....	32
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1.Introduction	37
III.2. Etude des planchers	37
III.2.3.Etude des poutrelles	38
III.3. Etude de la dalle pleine	59
III.4. Etude de l'acrotère	62
III.5. Etude des escaliers	68
III.6. Calcul des balcons	79
III.7. Calcul de salle machine.....	83
Chapitre IV : Etude au séisme	
IV.1.1.Introduction.....	93
IV.1.2.le choix de la méthode de calcul	93
IV.1.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	94
IV.2. Etude dynamique pour notre structure.....	96
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique.....	96
IV.2.2. Modélisation	97
IV.2.3. La Modélisation de la structure.....	98
IV.2.4.Proposition de variante	105
IV.2.5. Justification du système de contreventement «détermination » du R.....	108
IV.2.6. Calcul de l'effort tranchant modal à la base	109
IV.2.7. Combinaisons des réponses modales	110
IV.3. Méthode statique équivalente	111
IV.3.1. Principe	111
IV.3.2. Calcul de la force sismique totale.....	112
IV.4.Vérification des exigences de RPA99/2003.....	113

IV.4.1. Résultante des forces sismiques de calcul (RPA99/version2003(art 4.3.6).	113
IV.4.2. Vérification du déplacement latéral inter-étage.....	114
IV.4.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ (RPA 99/V 2003. Art5-9).....	115
IV.4.4. Vérification au renversement (RPA99/VERS03 Art.5.....	117
IV.4.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	118
IV.4.6. Vérification des sollicitations normales (RPA99/V2003.Art7.4.3.1).....	121

Chapitre V : Etude de la superstructure

V.1. Introduction	123
V.2. Etude des poutres	123
V.3. Etude des voiles	136
V.4. Etude des poteaux.....	146

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	157
VI.2. Etude de sol	157
VI.3. Stabilité des fondations	157
VI.4. Facteur de choix du type de fondation	158
VI.5. Calcul de surface minimale du radier.....	159
VI.6. Pré dimensionnement de la dalle.....	159
VI.7. Pré dimensionnement de nervure.....	160
VI.8. Etude du débord du radier.....	165
VI.9. Calcul de voile périphérique.....	166

Conclusion.....171

Bibliographie.....172

LA LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU	20
Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS	21
Figure I.3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.....	22

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Figure II.1 : Dimensions à respecter par les poutres	27
Figure II.2.a : Coupe de voile en élévation	28
Figure II.2.b : Dimensions à respecter par les poutres planes.....	28
Figure II.3.a : Coupe de plancher	29
Figure II.3.b : Coupe de plancher	30
Figure II. 3.c : Maçonnerie extérieure.....	31
Figure II.4 : le poteau le plus sollicité	34

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma statique d'une poutrelle type1 à l'ELU	42
Figure III.2 Schéma statique d'une poutrelle type1 à l'ELS:.....	44
Figure III.3 : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU	47
Figure III.4 : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS.....	48
Figure III.5 : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU	51
Figure III.6 : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS.....	51
Figure III.7 : Schema des armatures en travee.....	52
Figure III.8 :Schema des armatures aux appuis	52
Figure III.9 :Ferrailage de la poutrelle	58
Figure III.10 :schema de ferrailage de la dalle de compression.....	59
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	62
Figure III.12: Dimension de l'acrotère.....	63
Figure III.13: Schéma statique de l'acrotère	63
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	68

Figure III.15 : Disposition des armatures d'escalier	73
Figure III.16 : Ferrailage du palier	73
Figure III.17 : Ferrailage de la poutre paliere	79
Figure III.18 : Ferrailage du balco Répartition de charge	83
Figure III.19 : Répartition de charge localisée sur la dalle	83
Figure III.20 : Digramme des moments en travées et en appuis à L'ELU	87
Figure III.21 : Digramme des moments en travées et en appuis à L'ELS	90
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de la salle machine	92

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique de la structure

Figure IV.1 : Spectre de réponse	95
Figure IV.2 : Vue en plan de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4	100
Figure IV.3 : Vue en 3D de la structure a partir de logiciel ETABS 9.7.4.....	101
Figure IV.4 : Vue en plan de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4	102
Figure IV.5 : Vu en plan et en élévation mode 01	107
Figure IV.6 : Vu en plan et en élévation mode 02	107
Figure IV.7 : schémas représentatif des effets appliqués sur la structure	108

CHAPITRE V : Etude des éléments résistants

Figure V.1 Schémas de ferrailage des poutres:	136
Figure V.2 : Disposition des armatures verticales dans le voile	138
Figure V.3 : Schéma de ferrailage du voile	146
Figure V.4 : Zone nodale.....	149
Figure V.5 : Détail des armatures transversales	154
Figure V.6 : Schema de Ferrailage des sections des poteaux	156

CHAPITRE VI : Etude de L'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma d'un radier nervuré.....	159
Figure VI.2 : Poussée des terres sur le débord.....	165
Figure VI.3 : . Schéma de ferrailage du radier nervuré	166
Figure VI.4 : . Poussée de la terre.....	167
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de voile périphérique	170

LA LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage

Tableau I.1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	22
---	----

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse.....	29
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant.....	30
Tableau II.3 : Charges permanentes du maçonnerie	31
Tableau II.4 : Surcharges d'exploitation des éléments de structure.....	32
Tableau II.5 : Descende des charges pour un poteau central	36

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Combinaison de Charges des planchers.....	39
Tableau III.2 : Moments aux appuis (type1)	46
Tableau III.3 : Effort tranchant (type1).....	46
Tableau III.4 : Moments en travées (type1)	46
Tableau III.5 : Moments aux appuis (type2).....	50
Tableau III.6 : Effort tranchant (type2).....	50
Tableau III.7: Moments en travées (type2).....	50
Tableau III.8 : Verification des contraintes de compression.....	55
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU	86
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS	90

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique de la structure

Tableau IV.1 : . Calcul de facteur de qualité Q.....	96
Tableau IV.2 : Centre de masse et Centre de rigidité de la structure.....	103
Tableau IV.3 : Vérification de pourcentage de masse modale effective.....	105
Tableau IV.4 : Mode de vibration et participation massique	106
Tableau IV.5 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.....	108
Tableau IV.6 : Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.....	109
Tableau IV.7 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX).....	109
Tableau IV.8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)	110
Tableau IV.9 : Combinaisons des réponses modales.....	111

Tableau IV.10 : Résumé des résultats des paramètres calculés	113
Tableau IV.11 : Résultante des forces sismiques à la base.....	114
Tableau IV.12 : Dèplacements latèraux inter-étage dans le sens X-X.....	115
Tableau IV.13 : Déplacements latèraux inter-étage dans le sens Y-Y.....	115
Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X	116
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.....	117
Tableau IV.16 : Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X	119
Tableau IV.17 : Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens Y-Y.....	120
Tableau IV.18 : Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y	120
Tableau IV.19 : Vérification du renversement	121
Tableau IV.20 : vérification de l'effort normal	122

CHAPITRE V : Etude des éléments résistants

Tableau V.1 : . Combinaisons de calcul.....	123
Tableau V.2 : Caractéristiques des poutres.....	126
Tableau V.3 : Caractéristiques des matériaux	127
Tableau V.4 : Ferrailage des poutres principales (35x45) cm ²	129
Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaires (35x45) cm ²	130
Tableau V.6 : Ferrailage verticale du voile type 1	141
Tableau V.7 : Choix des barres du voile type 1.....	142
Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles.....	142
Tableau V.9 : Ferrailage verticale du voile type 2	143
Tableau V.10 : Choix des barres du voile type 2	143
Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles	144
Tableau V.12 : Ferrailage verticale du voile type 3	144
Tableau V.13 : Choix des barres du voile type 3.....	145
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles	145
Tableau V.15 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	146
Tableau V.16 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons durables.....	147
Tableau V.17 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles 0.8G±E.....	148
Tableau V.18 : Ferrailage des poteaux sous combinaisons accidentelles(G+Q±E)	148
Tableau V.19 : Zone nodale.....	149
Tableau V.20 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	151

Tableau V.21 : Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).....	153
Tableau V.22 : Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale).....	154
Tableau V.23 : Vérification des contraintes tangentielles	155
Tableau V.24 : Vérification des contraintes dans le béton	155

CHAPITRE VI : Etude de L'infrastructure

Tableau VI.1 : Calcul des efforts à L'ELU.....	162
Tableau VI.2 : Calcul des efforts à L'ELS	162
Tableau VI.3 : Calcul des efforts à L'ELS	163
Tableau VI.4 : Ferrailage du radier a L'ELS.....	164
Tableau VI.5 : Ferrailage du débord à L'ELU	165
Tableau VI .6 : Ferrailage du debord à L'ELS	165

Introduction

La sismicité historique de l'Algérie montre que 70% du nord du pays est à forte sismicité.

Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue. Il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'ait lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leurs savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique.

Ces dispositions visent à réduire significativement et à bas prix la vulnérabilité au séisme des structures.

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage multiple (**R + 7 + sous sol**) qui regroupe commerces et logements d'habitation, contreventé par un système **mixte** (voiles + portiques), qui est suivi d'une étude d'organisation de chantier.

Notre travail est organisé comme suite : le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois donne le calcul des éléments secondaires. Au quatrième chapitre, nous avons effectuée l'étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre a constitué en l'étude des éléments structuraux.

Le calcul de l'infrastructure est l'objet du sixième chapitre. Au septième chapitre, nous entamons l'organisation de chantier. A savoir :

- Installation de chantier.
- Travaux de terrassement.
- Division du front de travail en secteurs.
- Définition des processus et le nombre d'équipe utilisé.
- Calcul des quantités de travaux.
- Opter pour une méthode d'organisation.
- Faire le planning des travaux

En fin nous terminerons par une conclusion générale.

I.1.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est une école de formation professionnelle avec commerces, services et logements sa structure est composé de :

- Sous-sol contient un Atelier FACTO-TUM
- RDC contient des locaux commerciaux
- 1^{ère} étage contient des bureaux de services
- école de formation jusqu'à 5^{ème} étages
- logements d'habitations jusqu'à 7^{ème} étages

Les intervenants du projet

Maître de l'ouvrage : sarl techno format school

Gerout :MRbecheur el hachmi

Maître d'ouvre : Bureau d'études d'architecture et d'urbanisme SCP EL MOUHANDISSINE

Entreprise de réalisation : Sarl archi beton.

Gerout : hamzaouiamar

I.1.1.Implantation et données de site

Cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003).

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants:

- Contrainte admissible du sol----- **$\sigma_s = 2$ bars.**
- Largeur en plan -----**15.00 m.**
- Longueur en plan ----- **20.00 m.**
- Hauteur du RDC -----**4.08 m.**
- Hauteur étage de services -----**3.06 m.**
- Hauteur étage courant(3,5,6,7)-----**3.06 m.**
- Hauteur étage courant(4)-----**3.40 m.**
- Hauteur étage courant(2)-----**3.40 m.**
- Hauteur totale -----**32.36m.**
- Hauteur du sous-sol -----**3.06 m.**

- Cet ouvrage comprend un seul ascenseur et deux cages d'escaliers qui relie le Rez-de-chaussée aux différents étages.

I.1.2. Conception structurelle

Le système constructif du projet est en structure poteaux poutres avec des planchers en corps creux ou dalle pleine. Le remplissage est en maçonnerie de briques. Les espaces sont éclairés par des grandes baies vitrées ou murs rideaux, qui elle est éclairée en fenêtres simples ou châssis. Les éléments particuliers marquant les moments forts et les exceptions, sont habillés en panneaux composés, en marbre... ou tout autre matériau dans l'objectif de marquer les parties importantes du projet. Enfin, l'ensemble des choix sont faits dans un esprit et un souci de, d'économie, d'esthétique mais surtout la stabilité en fonction de sa rentabilité multidimensionnelle.

a) Choix du système de contreventement

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone sismique **IIa**. Le contreventement par portique est donc écarté (Article.1-b du RPA99/version 2003), donc le choix va se porter un contreventement mixte (voiles et portiques), ou bien un contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

b) Plancher :**b-1. Plancher corps creux**

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Légèreté du plancher et par conséquent diminution de l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage et ferrailage des poutrelles, poutres principales, poteaux et la fondation.
- Une meilleure isolation thermique.
- Plus de sécurité :(pas de danger d'effondrement des hourdis hors de coulage).

b-2. Plancher de dalle pleine

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

On a opté ce type pour les raisons suivantes :

- Dalle de taille et de forme quelconque.
- Pas de contrainte liée à la préfabrication.
- Ne nécessite pas forcément un gros matériel de levage.
- Bonne isolation aux bruits aériens.
- Bonne isolation au feu.

c) Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées :
 - Parois externe en brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Parois interne en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2. Caractéristique des matériaux

La structure de notre bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

La justification de ce choix est la suivante :

- L'absence de réaction chimique entre le béton et l'acier.
- La protection de l'acier par le béton contre la corrosion (enrobage).
- Le béton a une très grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction, ainsi l'acier est utilisé pour reprendre les efforts de traction.
- Le coefficient thermique est sensiblement le même pour le béton et l'acier, ce qui empêche l'apparition de contraintes dues aux chargements de température.
- Le coefficient d'adhérence du béton est presque le même de coefficient d'adhérence d'acier.

I.2.1. Le béton**I.2.1.1. Composition****a) Le ciment**

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le "CRU", S'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de silice,... afin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

Dans notre cas on utilise ciment CPA 325 :350 Kg/m³.

b) Les granulats :

Ils constituent le squelette du béton et sont classés en trois catégories :

- **Les sables** : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.

- **Les gravillons** : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **Les cailloux** : grains de dimensions supérieures à 25mm.

Les ouvrages courants (industriels, habitations, ...) sont en général construits en béton réalisé avec des granulats de type gravillons et sables.

Enfin, les granulats doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment ; c'est à dire qu'ils ne doivent pas réagir avec le ciment.

c) L'eau

L'eau sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

NB : Notre béton sera dosé à 350 Kg/m³ (350 Kg) en ciment de classe CPA 325, gravier 8/15 (545 Kg), gravier 15/25 (423 Kg), sable fin (372 Kg), sable concassé (480 Kg), eau de gâchage (190L) et on a utilisé un adjuvant MEDAFLUID SF 150 (3L). Pour s'approcher de 25 MPa (résistance caractéristique) à 28 jours.

I.2.1.2. Caractéristiques

a) Résistance à la compression (Article 2.1.11) BAEL91

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique spécifiée, notée f_{c28} .

Soit dans notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge (j) jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance f_{cj}

Pour $j < 28$, f_{cj} Du béton non traité thermiquement est :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28} & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} \times f_{c28} & \text{si : } 40 \text{ MPa} < f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

b) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée f_{t28} est conventionnellement définie par la relation : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$ (MPa)

Dans notre cas nous avons : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Module de déformation longitudinale du béton

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Article 2.1.21) BAEL91}$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation différée est égal : $E_{vj} = E_{ij}/3 \Rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{MPa}$

d) Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

e) Coefficient de poisson ν

On appelle coefficient de poisson « ν » le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$: dans le cas des états limitent de services.

(Article 2.1.3 BAEL 91)

$\nu = 0$: dans le cas des états limites ultimes.

f) Contraintes limites : (Article 4.3.4) BAEL91

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

f.1) Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELU

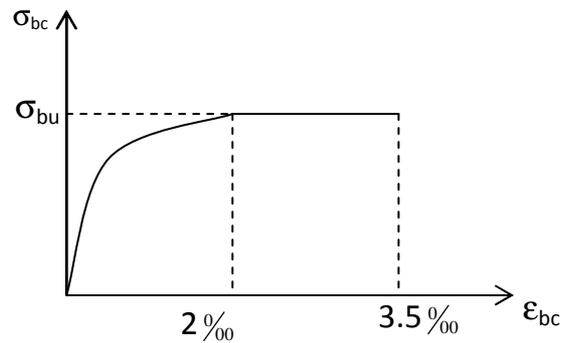


Figure I.1 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Sachant que : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

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

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

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient : $f_{bu} = 14.2\text{ MPa en S.D.T}$
 $f_{bu} = 18.48\text{ MPa en S.A}$

f.2) Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS :(Article.4.5.2) BAEL 91

Dans le cas où le diagramme contraintes déformations est considéré linéaire et la contrainte

Pour notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

On obtient : $\sigma_{bc} = 15\text{ MPa}$

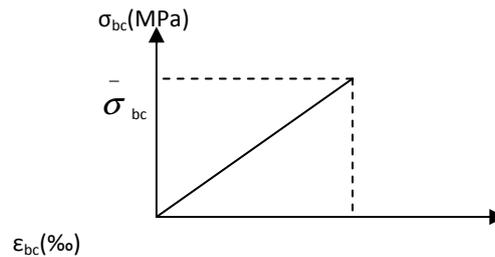


Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

f.3) Contrainte de cisaillement du béton à l'Etat- Limite Ultime

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

- Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{MPa}$$

g) Le retrait

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3‰

I.2.2 l'acier

a. Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{MPa}$.

b. Caractéristiques mécaniques

Tableau I.1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	F_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE50	500	
Filstréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence :

Un acier de type F_e E400 $f_e = 400$ MPa.

c. Contrainte limite

Les contraintes d'élasticité de traction sont donnés par l'article A.4.5.3 du BAEL 91 :

c.1- Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

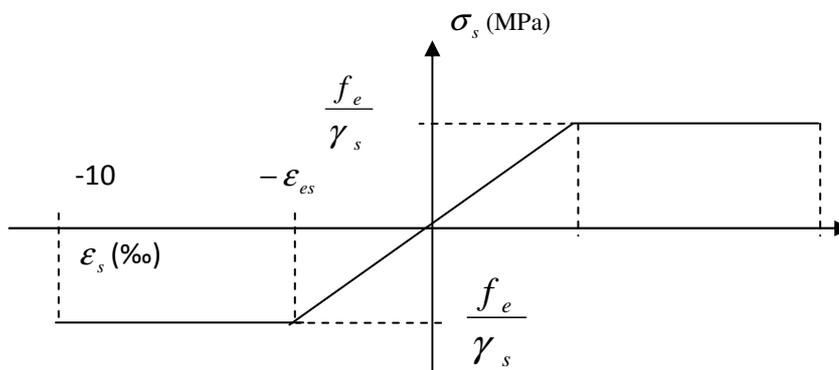


Figure I.3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable où transitoire.

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

c.2- Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

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

I.3. Hypothèses de calcul

I.3.1. Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

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

I.3.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance

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

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.

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

I.4. Actions et sollicitations**a) Les actions**

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. ...).

b) Les sollicitations

Les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donné.

II.1.Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leur transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1. Plancher en corps creux

a) Condition de feu

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de feu.

b) Condition acoustique :

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm**.

c) Condition de résistance à la flexion

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{480}{22,5} \approx 22\text{cm}$$

On opte pour un plancher de $24\text{cm} = (20+4)\text{ cm}$

- 20 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré-dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

Selon BAEL91 $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ avec

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

$$0,3 h < b < 0,8 h$$

a) Les poutres principales : (sens porteur)

$$L_{\max} = 520 \text{ cm}$$

$$\frac{520}{15} < h < \frac{520}{10}$$

Donc : $34,67 < h < 52$ On prend : **h = 45 cm.**

$0,3h < b < 0,8h$ Donc: $13,5 < b < 36$ On prend : **b = 35 cm.**

Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 35 \text{ cm} \quad \implies \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifiée} \implies$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{45}{35} = 1,28 \leq 4 \quad \text{vérifiée} \implies$$

On opte pour poutres de section (b, h) = **(35,45)**.

b) Les poutres secondaires : (sens non porteur)

$$L_{\max} = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} < h < \frac{480}{10} \quad \text{Donc : } 32 < h < 48 \text{ On prend : } \mathbf{h = 45 \text{ cm.}}$$

$0,3h < b < 0,8h$ Donc : $13,5 < b < 36$ On prend : **b = 35 cm.**

Les conditions du RPA sont vérifiées.

On opte pour les poutres de section (b, h) = **(35,45)**.

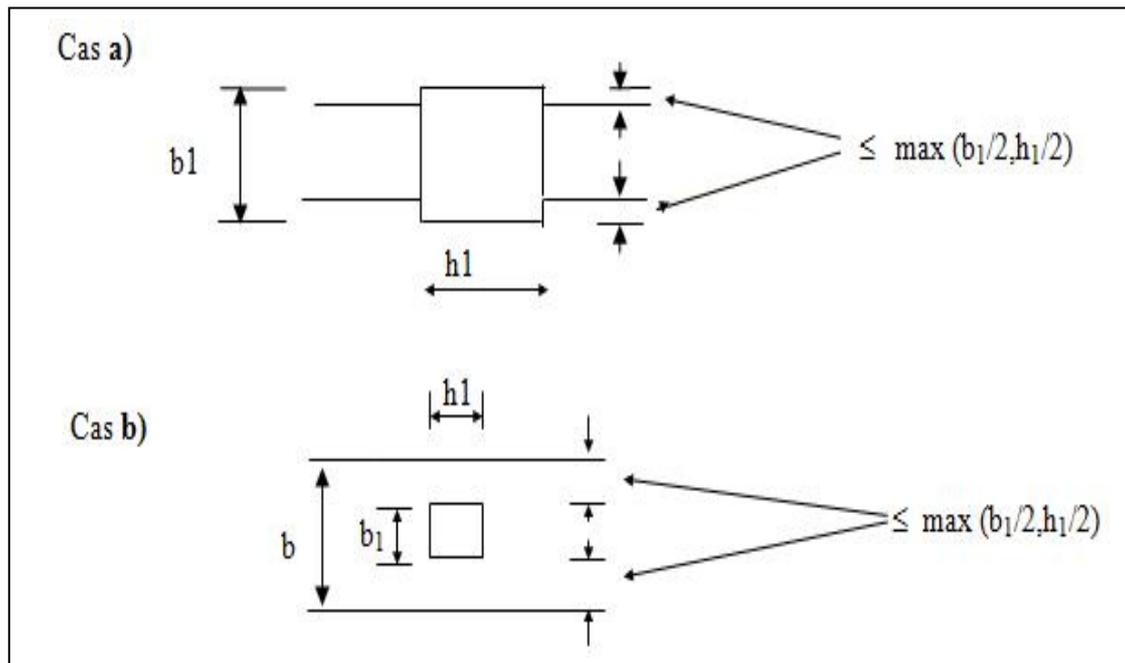


Figure II 1 : Dimensions à respecter par les poutres

II.4. Pré dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003**. (Article 7.7.1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».

Avec : L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « l'épaisseur minimale égale a 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

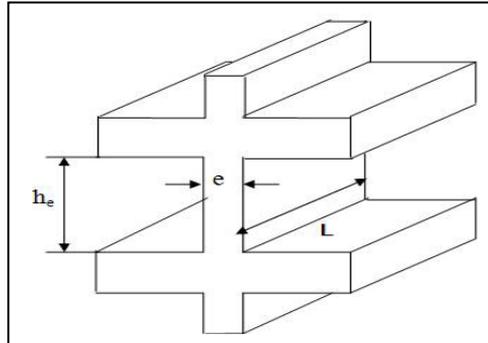


Figure II 2.a : Coupe de voile en élévation

	$e \geq h_e/25$
	$e \geq h_e/22$
	$e \geq h_e/20$

Figure II 2.b : Dimensions à respecter par les poutres planes

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right)$$

Pour le RDC on a la hauteur libre d'étage $h_e = 4.08 - 0.475 = 3.61$ m

$$e \geq \max\left(\frac{361}{25}; \frac{361}{22}\right) \implies e \geq \max(14.44; 16.41)$$

On prend $e = 20$ cm

Les portés des voiles utilisés (L) doit être supérieure ou égale à 80 cm.

II.5. Evaluation des charges et des surcharges :DTR B.C. 2.2

a) Plancher terrasse (corps creux)

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masses surfaciques (KN/ m ²)
1- Enduit de plâtre.	10	0,03	0,3
2- Dalle en corps creux (20+4)	/	(20+4)	3.2
3- Lit de sable.	18	0,03	0,54
4- Chape de ciment.	20	0,02	0,40
Total	/	/	4.44

Tableau II. 1 : Charges permanentes du plancher terrasse

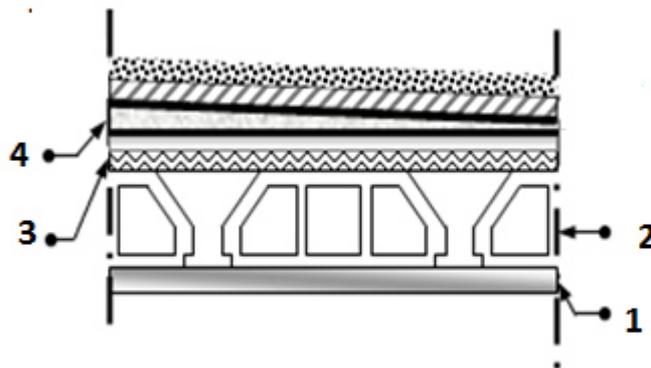


Figure II 3.a : Coupe de plancher

b) Plancher étage courant (corps creux)

Eléments constitutants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masses surfaciques (KN/ m ²)
1- Enduit de plâtre.	10	0,03	0,3
2- Dalle en corps creux (20+4).	/	(20+4)	3.2
3- Lit de sable.	18	0,03	0,54
4- Chape de ciment.	20	0,02	0,40
5- Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
6- Cloisons de répartition.	/	/	1
Total	/	/	5.88

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant

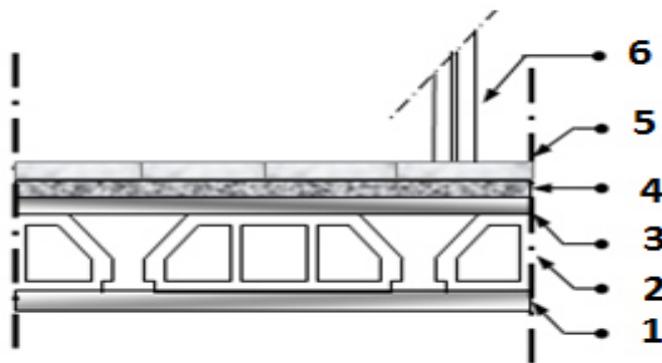


Figure II 3.b : Coupe de plancher

d) Maçonnerie extérieure

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Chape de ciment.	18	0,02	0,36
Enduit de plâtre.	10	0,02	0,2
Brique extérieure.	9	0,15	1,35
Brique intérieure.	9	0,10	0,9
Total	/	/	2,81

Tableau II.3 : Charges permanentes du maçonnerie

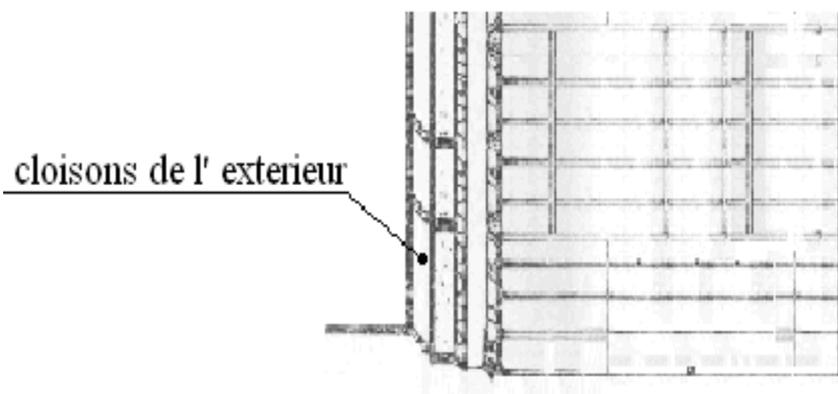


Figure II 3.c: Maçonnerie extérieure

II.6. Surcharges d'exploitation :DTR B.C. 2.2

Elément	Charge d'exploitation Q
Plancher terrasse accessible (corps creux)	1.5
Plancher étage courant (corps creux)	1.5
Balcon	3.5
Les escaliers	2.5
L'acrotère	0.6

Tableau II.4 : Surcharges d'exploitation des éléments de structure

II.7. Pré dimensionnement des Poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

II.7.1.Les étapes de calcul

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à l'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

II.7.2.La formule générale

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{cd}}$$

Tel que :

$k = 1.10$ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

$k = 1.20$ et Si plus de la majeure partie des charges

f_{c28} est remplacé par f_{cj} est appliquée avant 28 jours

$k = 1$ pour les autres cas

B_r : section réduite du poteau (en cm^2)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa ;

$\gamma_b = 1,5$;

$\gamma_s = 1,15$;

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

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} & \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

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

$$B_r \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0.64 Nu \quad (cm^2)$$

On adopte un poteau carré

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

II.7.3.Loi de dégression : d'après le DTRBC2.2.6

Sous toiture..... $.Q_0$

Sous dernier étage..... $.Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement -Etage (2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

-Etage (3) $.Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

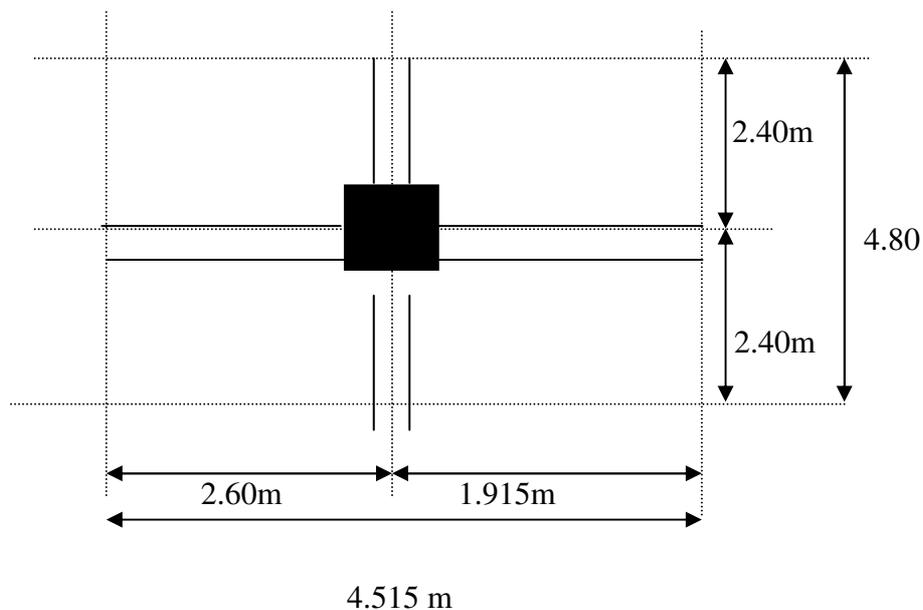
-Etage (4) $.Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

- Etage (n). $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

II.7.4.Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :

- Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorée la surface de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d'une poutre comportant au moins 3 travées.
- Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres en doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %



FigureII 4 : le poteau le plus sollicité

Calcul de la surface offerte au poteau :

$$S = (4.80) \times (4.515) = 21.672 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow S = \mathbf{21.672 \text{ m}^2}.$$

$$S_{\text{maj}} = 21.672 \times 1.1 = 23.84 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{maj}} = \mathbf{23.84 \text{ m}^2}.$$

II.7.4.1. Evaluation des charges permanentes et exploitations : (G ; Q)

➤ **Plancher terrasse**

$$G = 4.44 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Plancher étage courant**

$$G = 5.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

L'article 7.4.1 du **RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone **IIa** on a :

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

Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_U}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B_c : l'air brut de la section de béton.

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du **RPA** sont représentées dans le tableau suivant :

Niv	G KN/m ²	Q KN/m ²	G _{maj}	Q _{min}	S _{maj} /m ²	N _u KN/m ²	N _u cumulé KN/m ²	N _u KN	B _r cm ²	A Cm	Section cm ²	v ≤ 0.3
terrasse	4.44	1.5	4.884	1.5	23.84	8.843	/	/	/	/	/	/
Niv7	5.88	1.5	6.468	1.5	23.84	10.981	8.843	210.817	134.922	13.615	(45x45)	0.05
Niv6	5.88	1.5	6.468	1.35	23.84	10.756	19.824	472.604	302.466	19.391	(45x45)	0.11
Niv5	5.88	1.5	6.468	1.2	23.84	10.531	30.58	729.027	466.577	23.600	(50x50)	0.14
Niv4	5.88	1.5	6.468	1.05	23.84	10.306	41.111	980.086	627.255	27.045	(50x50)	0.19
Niv3	5.88	1.5	6.468	0.9	23.84	10.081	51.417	1225.781	78.499	10.859	(50x50)	0.19
Niv2	5.88	1.5	6.468	0.75	23.84	9.856	61.498	1466.112	938.311	32.631	(55x55)	0.11
Niv1	5.88	1.5	6.468	0.6	23.84	9.631	71.354	1701.079	1088.690	34.995	(55x55)	0.13
RDC	5.88	1.5	6.468	0.45	23.84	9.406	80.985	1930.682	1235.636	37.151	(60x60)	0.16
S/SOL	5.88	1.5	6.468	0.30	23.84	9.181	90.391	2154.921	1379.14	39.136	(60x60)	0.16

Tableau II.5 : Descende des charges pour un poteau central

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tel que : } G_{maj}=G*1.1. \\ N_u= 1.35G_{maj}+1.5Q_{min}. \\ N_u(KN)=N_u \text{ cumulé} * S_{maj}. \end{array} \right.$$

Niv	G KN/m ²	Q KN/m ²	G _{maj}	Q _{min}	S _{maj} /m ²	N _u KN/m ²	N _u cumulé KN/m ²	N _u KN	B _r cm ²	A Cm	Section cm ²	v ≤ 0.3
terrasse	4.44	1.5	4.884	1.5	23.84	8.843	/	/	/	/	/	/
Niv7	5.88	1.5	6.468	1.5	23.84	10.981	8.843	210.817	134.922	13.615	(45x45)	0.05
Niv6	5.88	1.5	6.468	1.35	23.84	10.756	19.824	472.604	302.466	19.391	(45x45)	0.11
Niv5	5.88	1.5	6.468	1.2	23.84	10.531	30.58	729.027	466.577	23.600	(50x50)	0.14
Niv4	5.88	1.5	6.468	1.05	23.84	10.306	41.111	980.086	627.255	27.045	(50x50)	0.19
Niv3	5.88	1.5	6.468	0.9	23.84	10.081	51.417	1225.781	78.499	10.859	(50x50)	0.19
Niv2	5.88	1.5	6.468	0.75	23.84	9.856	61.498	1466.112	938.311	32.631	(55x55)	0.11
Niv1	5.88	1.5	6.468	0.6	23.84	9.631	71.354	1701.079	1088.690	34.995	(55x55)	0.13
RDC	5.88	1.5	6.468	0.45	23.84	9.406	80.985	1930.682	1235.636	37.151	(60x60)	0.16
S/SOL	5.88	1.5	6.468	0.30	23.84	9.181	90.391	2154.921	1379.14	39.136	(60x60)	0.16

Tableau II.5 : Descende des charges pour un poteau central

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tel que : } G_{maj}=G*1.1. \\ N_u= 1.35G_{maj}+1.5Q_{min}. \\ N_u(KN)=N_u \text{ cumulé}*S_{maj}. \end{array} \right.$$

III.1.Introduction

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

III.2.Etude des planchers

Le plancher à corps creux est constitué de :

-Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

-Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 20 cm.

-Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III.2.1.Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis.

III.2.2.Types des poutrelles

type1



Type2



III.2.3. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives. Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes : avant et après le coulage de la dalle de compression.

➤ **Avant le coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m² et celui de la main d'œuvre.

-Charges permanentes

$$\text{Poids propre de la poutrelle} \quad 0,12 \times 0,04 \times 25 = \quad 0,12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du corps creux} \quad 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

La charge permanente : **G=0.74 KN/ml**

-Surcharge due à l'ouvrier **Q= 1KN/m²**

- Charges d'exploitation $Q= 1 \text{ KN/m}^2 \times 0.65 \text{ m}$

La surcharge d'exploitation : **Q=0.65 KN/ml**

➤ **Calcul à l'ELU** : Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$q_u = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 0,65) = 1,97 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 1,97 \times \frac{(4,80)^2}{8} = 5,67 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = q_u \times \frac{l}{2} = 1,97 \times \frac{4,80}{2} = 4,73 \text{ KN}$$

• **Ferraillage :**

b=12cm, c=2cm, h=4cm, d=h-c=4-2=2cm (d: hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}}$$

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

$$\mu_u = \frac{5,67 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,17} = 8,33$$

$$\mu_{lu} = 0.3067 \quad (\text{tableau des moments réduits} - 2.3.1 - \text{BAEL91})$$

$$\mu_{bu} > 0.3067 \Rightarrow A' \neq 0 \quad (\text{La section est doublement armée.})$$

Comme la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression. Les étaitements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq \mu_{lu}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,17 \times 10^3} \leq 0,3067 \Rightarrow M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} \leq 0,208 \text{ KN.m} \Rightarrow l = 0,91 \text{ m}$$

Donc il suffit de prévoir un seul étais chaque mi- travée.

➤ **Après le coulage de la dalle de compression**

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

Tableau.III.1.Combinaison de Charges des planchers.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Terrasse	4,44	1,5	8,24	5,94
Étage courant	5,88	1,5	10,19	7,38

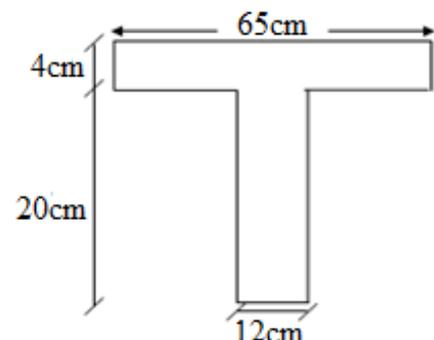
On fait le calcul des poutrelles avec la combinaison de la terrasse parce qu'elle est la plus défavorable.

Dimensionnement de la poutrelle :

h : hauteur de la poutrelle (20+4).

h₀ : hauteur de la dalle de compression (h₀=4cm).

b₀ : largeur de la nervure (b₀=12cm).



$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{l_0}{2}; 8 h_0 \right\}$$

l_0 : distance entre nus des poutrelles.

$$l_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Portée libre entre nus ; L = 4,80 m

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \{ 48,0 ; 26,5 ; 32 \} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 24 = 21,6 \text{ cm}$$

III.2.4.Méthode de calcul

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

III.2.4.1.Méthode forfaitaire

➤ Condition d'application de la méthode forfaitaire

Elle s'applique aux constructions dont :

La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à

$$5 \text{ KN/m}^2 \text{ c'est-à-dire : } Q \leq \min \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

➤ Le principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ Vérification des conditions

- **La première condition :** $Q \leq \min \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$

-Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=4,44 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \left\{ \min (2 \times 4,44 = 8,88 \text{ KN/m}^2); 5 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{C.V.}$$

-Plancher étage courant :

Charge permanente : $G=5,88 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min \left\{ (2 \times 5,88 = 11,76 \text{ KN/m}^2); 5 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{C.V.}$$

• **La deuxième condition :**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. $\longrightarrow \text{C.V.}$

• **La troisième condition :** $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left. \begin{aligned} 0,8 \leq \frac{4,8}{4,8} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{4,8}{2} = 2,4 > 1,25 \text{ C.N.V} \\ 0,8 > \frac{2}{3} = 0,66 < 1,25 \end{aligned} \right\} \longrightarrow$$

• **La quatrième condition :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable $\text{C.V} \longrightarrow$

Donc on ne peut pas adopter la **méthode forfaitaire** pour le calcul des poutrelles alors on utilise la **méthode Caquot**.

III.2.4.2. La méthode Caquot

La méthode Caquot s'applique essentiellement aux planchers à surcharges élevées $Q > \min \left\{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \right\}$. Si une des trois conditions n'est pas vérifiée (méthode forfaitaire), on applique la **méthode Caquot**.

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode de Caquot se base sur la méthode des trois moments. Caquot a corrigé et simplifié pour tenir compte de :

La variation de moment d’inertie réel due à la variation de la largeur de la table de compression d’une travée à une autre.

L’amortissement de l’effet de chargement sur les poutres dans le B.A où l’on considère que le chargement sur les deux travées voisines de l’appui pour calculer son moment.

➤ **Principe de calcul :**

- Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L' = L$ travée de rive.

- Cas des charges uniformément réparties.

$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i < x_0} P_i x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

III.2.5.Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant

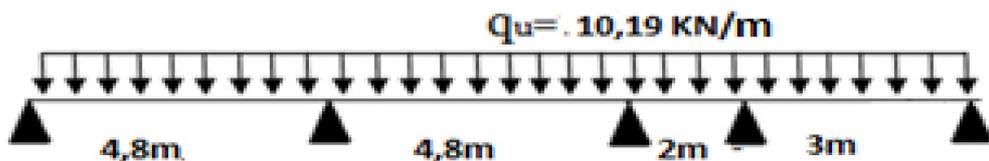


Figure .III.1.Schéma statique d’une poutrelle type1 à l’ELU.

-Calcul des moments sur appuis :

$$M_{a0} = M_{a4} = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = \frac{(10,19 \times 4,8^3) + (10,19 \times (0,8 \times 4,8)^3)}{8,5 \times (4,8 + (0,8 \times 4,8))} = 23,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = \frac{(10,19 \times (0,8 \times 4,8)^3) + (10,19 \times (0,8 \times 2)^3)}{8,5 \times ((0,8 \times 4,8) + (0,8 \times 2))} = 13,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = \frac{(10,19 \times (0,8 \times 2)^3) + (10,19 \times 3^3)}{8,5 \times ((0,8 \times 2) + 3)} = 8,1 \text{ KN.m}$$

-Calcul de l'effort tranchant :

• **Travée A :**

$$V_w = \frac{0 - (-23,2)}{4,8} - \frac{10,19 \times 4,8}{2} = -19,6 \text{ KN}$$

$$V_e = -19,6 + (10,19 \times 4,8) = 29,31 \text{ KN}$$

• **Travée B :**

$$V_w = \frac{(-23,2) - (-13,33)}{4,8} - \frac{10,19 \times 4,8}{2} = -26,5 \text{ KN}$$

$$V_e = -26,5 + (10,19 \times 4,8) = 22,41 \text{ KN}$$

• **Travée C :**

$$V_w = \frac{(-13,38) - (-8,1)}{2} - \frac{10,19 \times 2}{2} = -12,83 \text{ KN}$$

$$V_e = -12,83 + (10,19 \times 2) = 7,55 \text{ KN}$$

• **Travée D :**

$$V_w = \frac{(-8,1) - 0}{3} - \frac{10,19 \times 3}{2} = -17,99 \text{ KN}$$

$$V_e = -17,99 + (10,19 \times 3) = 12,58 \text{ KN}$$

-Calcul des moments en travées :

➤ **Travée A :**

$$X_0 = \frac{19,6}{10,19} = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{TA} = 0 - (-19,6 \times 1,92) - \frac{10,19 \times 1,92^2}{2} = 18,85 \text{ KN.m}$$

➤ Travée B :

$$X_0 = \frac{26,5}{10,19} = 2,6m$$

$$M_{TB} = -23,2 - (-26,5 \times 2,6) - \frac{10,19 \times 2,6^2}{2} = 11,25KN.m$$

➤ Travée C :

$$X_0 = \frac{12,83}{10,19} = 1,26m$$

$$M_{TC} = -13,38 - (-12,83 \times 1,26) - \frac{10,19 \times 1,26^2}{2} = -5,3KN.m$$

➤ Travée D :

$$X_0 = \frac{17,99}{10,19} = 1,77m$$

$$M_{TD} = -8,1 - (-17,99 \times 1,77) - \frac{10,19 \times 1,77^2}{2} = 7,78KN.m$$

à l'ELS :

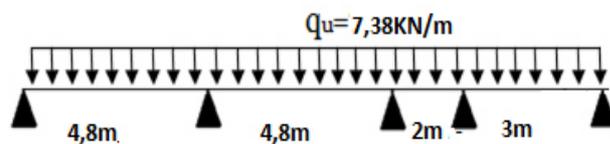


Figure.III.2. Schéma statique d'une poutrelle type 1 à l'ELS.

-Calcul des moments sur appuis :

$$M_{a0} = M_{a4} = 0KN.m$$

$$M_{a1} = \frac{(7,38 \times 4,8^3) + (7,38 \times (0,8 \times 4,8)^3)}{8,5 \times (4,8 + (0,8 \times 4,8))} = 16,8KN.m$$

$$M_{a2} = \frac{(7,38 \times (0,8 \times 4,8)^3) + (7,38 \times (0,8 \times 2)^3)}{8,5 \times ((0,8 \times 4,8) + (0,8 \times 2))} = 9,69KN.m$$

$$M_{a3} = \frac{(7,38 \times (0,8 \times 2)^3) + (7,38 \times 3^3)}{8,5 \times ((0,8 \times 2) + 3)} = 5,87KN.m$$

-Calcul des efforts tranchants :**➤ Travée A :**

$$V_w = \frac{0 - (-16,8)}{4,8} - \frac{7,38 \times 4,8}{2} = -14,21 \text{KN}$$

$$V_e = -14,21 + (7,38 \times 4,8) = 21,21 \text{KN}$$

➤ Travée B :

$$V_w = \frac{(-16,8) - (-9,69)}{4,8} - \frac{7,38 \times 4,8}{2} = -19,19 \text{KN}$$

$$V_e = -19,19 + (7,38 \times 4,8) = 16,23 \text{KN}$$

➤ Travée C :

$$V_w = \frac{(-9,69) - (-5,87)}{2} - \frac{7,38 \times 2}{2} = -9,29 \text{KN}$$

$$V_e = -9,29 + (7,38 \times 2) = 5,47 \text{KN}$$

➤ Travée D :

$$V_w = \frac{(-5,87) - 0}{3} - \frac{7,38 \times 3}{2} = -13,03 \text{KN}$$

$$V_e = -13,03 + (7,38 \times 3) = 9,11 \text{KN}$$

-Calcul des moments en travées :**➤ Travée A :**

$$X_0 = \frac{14,21}{7,38} = 1,93 \text{m}$$

$$M_{TA} = 0 - (-14,21 \times 1,93) - \frac{7,38 \times 1,93^2}{2} = 13,68 \text{KN.m}$$

➤ Travée B :

$$X_0 = \frac{19,19}{7,38} = 2,60 \text{m}$$

$$M_{TB} = -16,8 - (-19,19 \times 2,60) - \frac{7,38 \times 2,60^2}{2} = 8,15 \text{KN.m}$$

➤ Travée C :

$$X_0 = \frac{9,29}{7,38} = 1,26m$$

$$M_{TC} = -9,69 - (-9,29 \times 1,26) - \frac{7,38 \times 1,26^2}{2} = -3,84KN$$

➤ Travée D :

$$X_0 = \frac{13,03}{7,38} = 1,76m$$

$$M_{TC} = -5,87 - (-13,03 \times 1,76) - \frac{7,38 \times 1,76^2}{2} = 5,63KN.m$$

Tableau.III.2 Moments aux appuis (type1) :

Moment(KN.m)	M _{a0}	M _{a1}	M _{a2}	M _{a3}	M _{a4}
ELU	0	23,2	13,38	8,1	0
ELS	0	16,8	9,69	5,87	0

Tableau.III.3.Effort tranchant (type1) .

Travée	A		B		C		D	
	V _w	V _e						
ELU	-19,6	29,31	-26,5	22,41	-12,83	7,55	-17,99	12,58
ELS	-14,21	21,21	-19,19	16,23	-9,29	5,47	-13,03	9,11

Tableau.III.4.Moments en travées (type1) .

Moment (KN.m)	A	B	C	D
ELU	18,85	11,25	-5,3	7,78
ELS	13,68	8,15	-3,84	5,63

Diagramme des moments et les efforts tranchants :

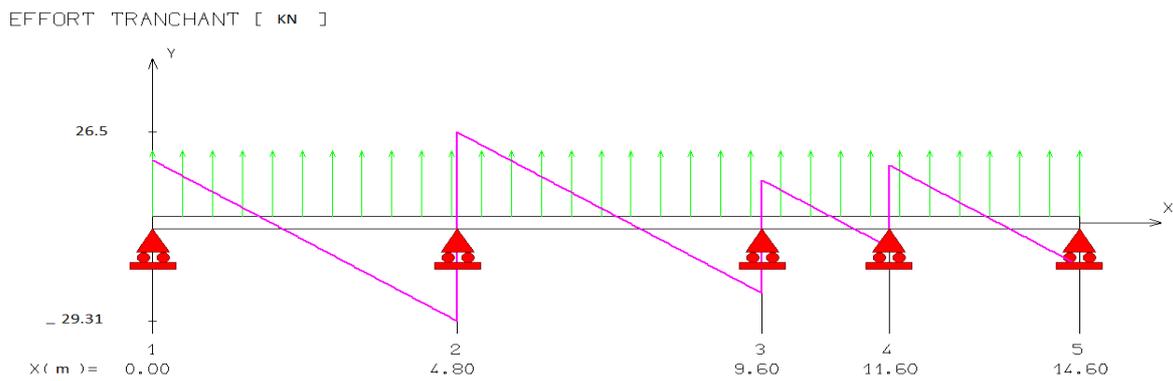
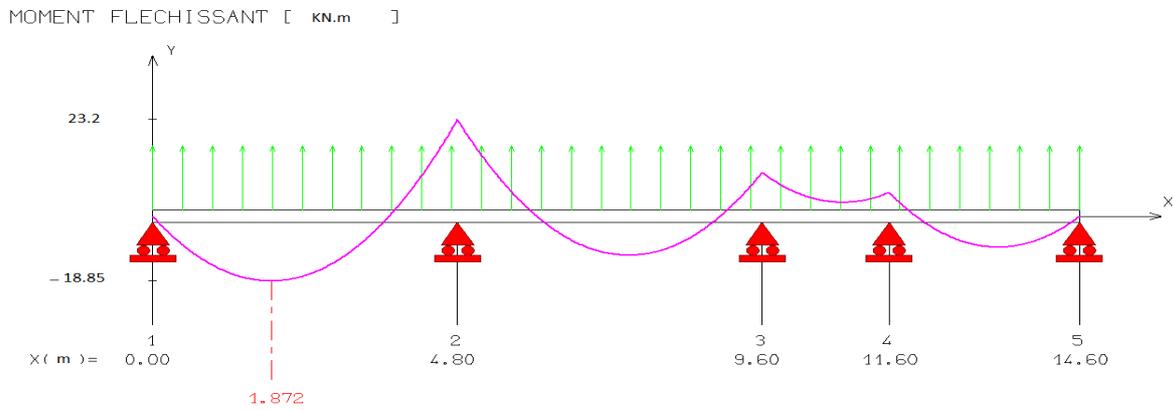
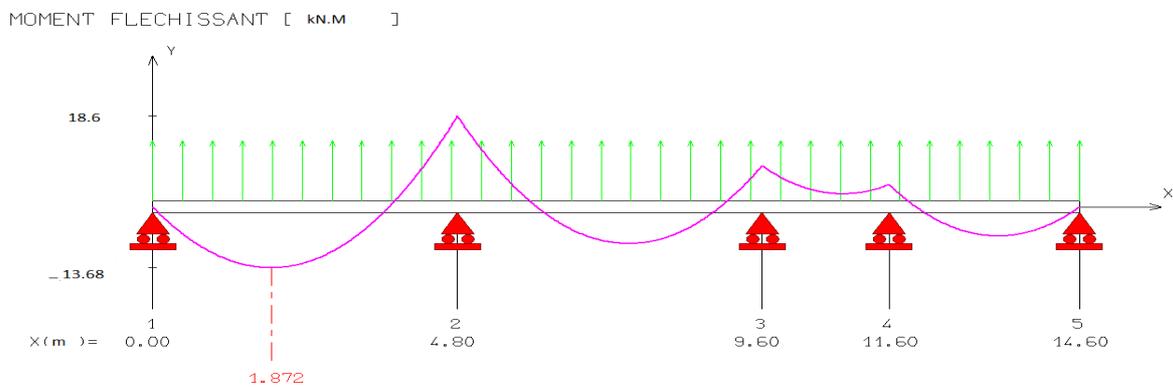


Figure (III.3) : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU.



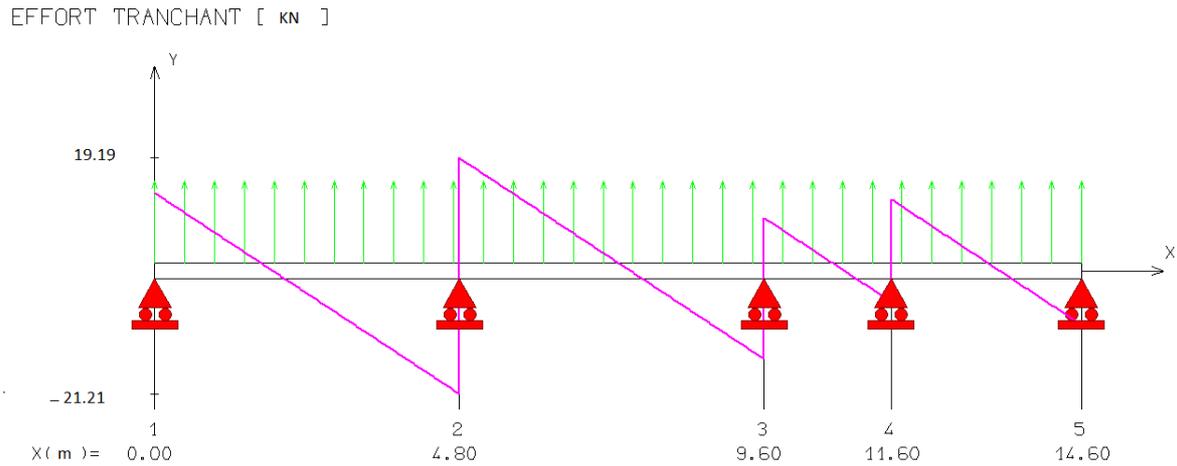
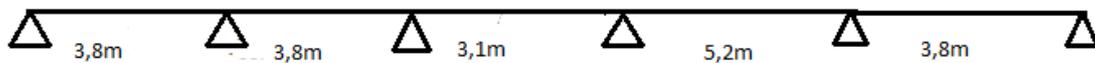


Figure (III.4) : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS.

Type2



➤ **Calcul à l'ELU :** Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$q_u = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 0,65) = 1,97 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 1,97 \times \frac{(5,20)^2}{8} = 6,68 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = q_u \times \frac{l}{2} = 1,97 \times \frac{5,20}{2} = 5,12 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des conditions**

- **La première condition :** $Q \leq \min\{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$

-Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=4,44 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \left\{ \min (2 \times 4,44 = 8,88 \text{ KN/m}^2); 5 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{C.V.}$$

-Plancher étage courant :

Charge permanente : $G=5,88 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min \left\{ (2 \times 5,88 = 11,76 \text{ KN/m}^2); 5 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$\Rightarrow Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{C.V.}$$

• **La deuxième condition :**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes

Travées considérées. $\longrightarrow \text{C.V.}$

• **La troisième condition :** $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

• $\frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3,8}{3,8} = 1 \longrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \longrightarrow \text{C.V}$

•

• $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,8}{3,1} = 1,23 \longrightarrow 0,8 < 1,23 < 1,25 \longrightarrow \text{C.V}$

•

• $\frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3,1}{3,8} = 0,82 \longrightarrow 0,8 < 0,82 < 1,25 \longrightarrow \text{C.V}$

•

• $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,1}{5,2} = 0,6 \longrightarrow 0,8 < 0,6 < 1,25 \longrightarrow \text{C.V}$

•

• $\frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{5,2}{3,1} = 1,67 \longrightarrow 0,8 < 1,67 < 1,25 \longrightarrow \text{C.N.V}$

•

• $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,2}{3,8} = 1 \longrightarrow 0,8 < 1,36 < 1,25 \longrightarrow \text{C.N.V}$

•

• $\frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3,8}{3,8} = 1 \longrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \longrightarrow \text{C.V}$

• **La quatrième condition :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable → C.V.

Donc on ne peut pas adopter la **méthode forfaitaire** pour le calcul des poutrelles alors on utilise la **méthode Caquot**.

-Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tableau.III.5.Moments aux appuis (type2).

Moment(KN.m)	M _{a0}	M _{a1}	M _{a2}	M _{a3}	M _{a4}	M _{a5}
ELU	0	18,02	9,41	15,75	19,85	0
ELS	0	10,53	11,32	13,08	13,82	0

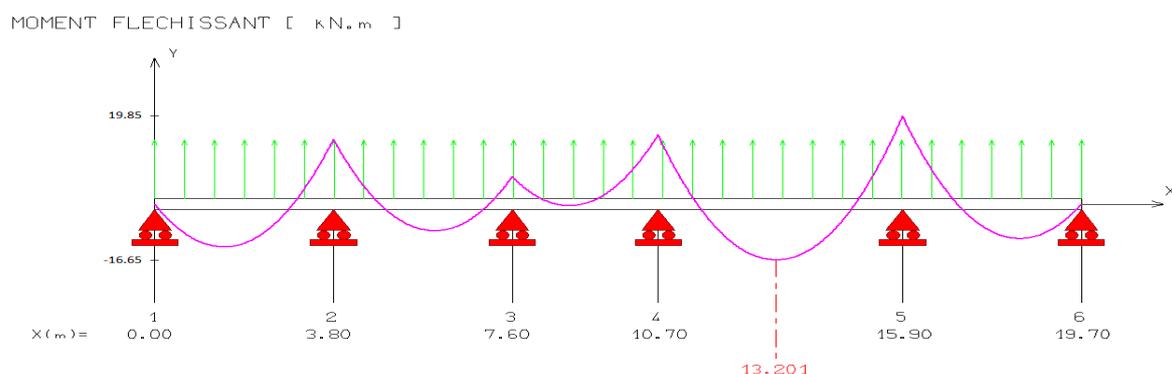
Tableau.III.6.Effort tranchant (type2).

Travée	A		B		C		D		E	
	V _w	V _e								
ELU	-14,62	24,1	-21,62	17,1	-13,75	17,84	-25,7	27,8	-24,58	14,14
ELS	-11,25	16,79	-13,81	14,23	-10,87	12	-19,04	19,34	-18,63	9,41

Tableau.III.7.Moments en travées (type2).

Moment (KN.m)	A	B	C	D	E
ELU	10,48	11,32	0,13	16,65	10,48
ELS	4	6,14	-0.58	11,48	9,69

Diagramme des moments et les efforts tranchants :



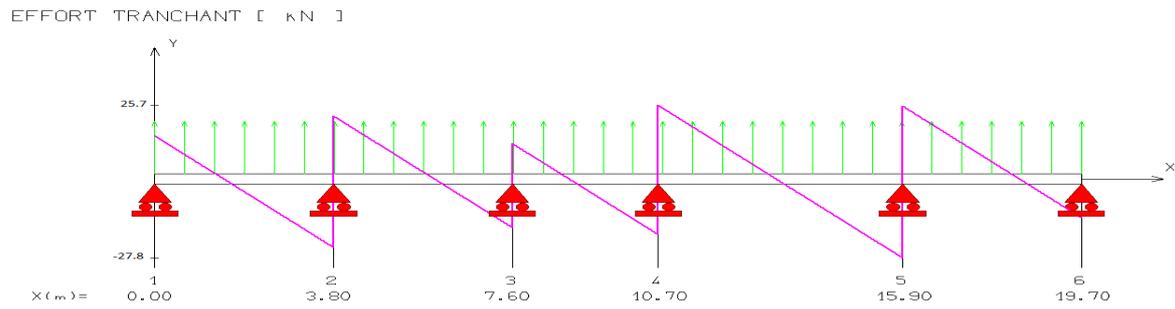


Figure (III.5) : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU.

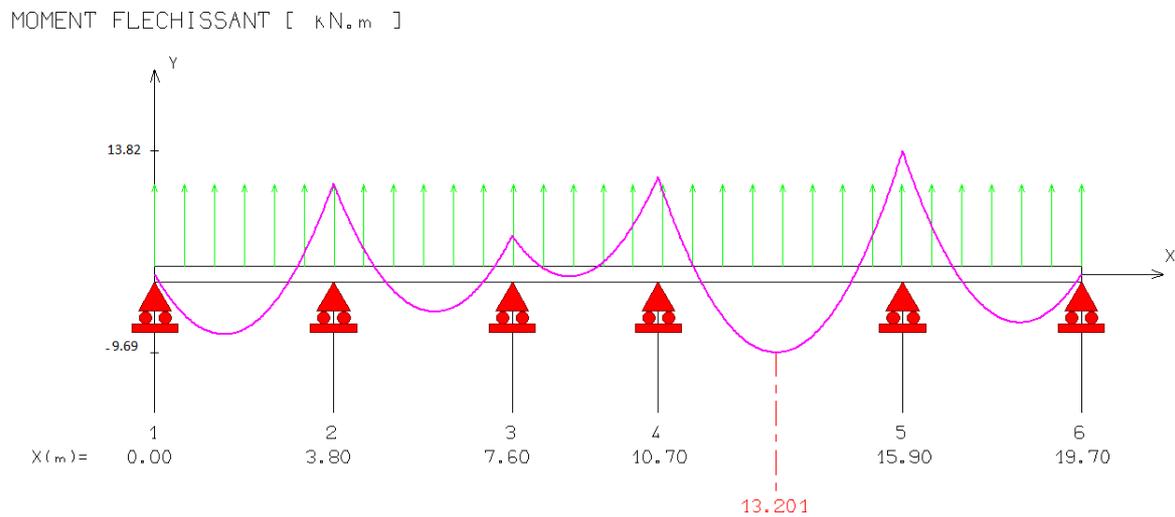


Figure (III.6) : diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS.

III.2.6. Détermination de ferrailage

➤ Calcul à l'ELU

Le calcul se fait avec le moment max en travée et sur appuis.

Armatures longitudinales :

-En travées :

Le moment maximal en travée : $M_{tmax}=18,85KN.m$

$$M_{tA} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) = 72KN.m$$

$$\Rightarrow M_{tA} = 72KN.m > M_{tmax} = 18,85KN.m$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b ;h) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18,85 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.043$$

$$\mu_t = 0.392 > \mu_{bu} = 0.043 \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6\mu) = 0.216 \times (1 - (0.6 \times 0.043)) = 0.21m$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{Z \times f_{ed}} = \frac{18,85 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 2,58cm^2$$

On adopte : 3HA12 (As=3,39cm²).

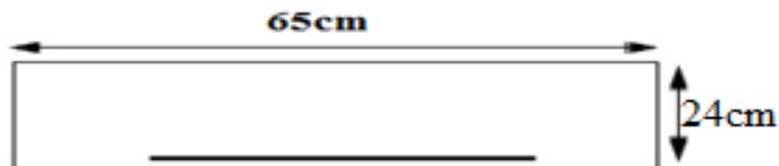


Figure.III.7.Schéma des armatures en travée

-Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis : $M_{amax}=23,2 m$

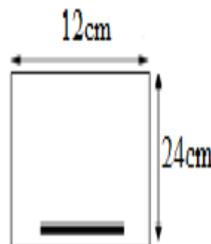


Figure.III.8.Schéma des armatures aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,2 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216^2 \times 14,2} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,29 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6\mu) = 0,216 \times (1 - (0,6 \times 0,29)) = 0,18m$$

$$A_s = \frac{23,2 \times 10^{-3}}{0,18 \times 348} = 3,7 cm^2$$

On adopte : **2HA14** ($A_s=4,02cm^2$)

Armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} = \frac{24}{35} = 0,69cm, \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1,2cm, \phi_l = 1,2cm \right\} \Rightarrow \phi \leq 0,69cm$$

On choisit un cadre $\phi 6$ avec : **2HA6** ($A_t=0,67cm^2$)

L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40cm\} = \min\{0,9 \times 21,6 = 19,44cm; 40cm\} = 19,44cm$$

$$\Rightarrow S_t = 20cm$$

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant **S_t=20cm** sur la totalité des poutrelles.

L'ancrage :

Ancrage rectiligne : (Art. A.5.1,22/BAEL 91 modifié 99).

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 cm \Rightarrow L_s = 50 cm$$

Vérification à l'ELU :

-Condition de non fragilité (BAEL91 Art.4.2) :

$$A_{\min} = \frac{0.23b_0d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.216 \times 2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_u = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.2173 \text{ cm}^2$

⇒ C.V.

Aux appuis : $A_u = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.2173 \text{ cm}^2$

-Contrainte d'adhérence : $V_{u\max} = 22.49 \text{ KN}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \cdot \sum_{i=1}^n U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Tel que : $\Psi = 1.5$ pour HA.

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \pi \times \phi = 3.14 \times ((4 \times 1) + 1.2) = 16.32 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.49 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.216 \times 0.163} = 0.71 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \Rightarrow \text{C.V.}$$

-Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91. Art Art.5.1.2)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{22.49 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.87 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Avec :

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

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - Ad') = 0$$

Dans l'acier en doit vérifier que :

	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/m ³)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	13,68	3,39	4.34	22863.03	0.047	2,04	C.V
Appuis	16,8	4,02	4.25	19814.91	0.111	4,7175	C.V

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.8. Vérification des contraintes de compression.

- **En travée :**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{13,68 \times 10^{-3}}{1186792 \times 10^{-8}} \times (21.6 - 4.34) \times 10^{-2} = 298,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 298,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

En appuis

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{16,8 \times 10^{-3}}{1981491 \times 10^{-8}} \times (21,6 - 4,25) \times 10^{-2} = 284,18 MPa$$

$$\sigma_s = 284,18 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 348 MPa \Rightarrow C.V.$$

➤ **Etat limite d'ouverture de déformation (vérification de la flèche) :**

(Art : A.3.6.51.BAEL91 modifié 99) :

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

Les règles BAEL.91 (Art.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont

satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{480} = 0,05 \text{ cm} < \frac{1}{16} = 0,062 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{480} = 0,05 \text{ cm} < \frac{1}{16} = 0,062 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 MPa$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0};$$

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe (x-x) passant par le centre de gravité de la section.

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A} = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 21,6}{12 \times 24 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39} = 9,04 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 24 - 9,04 = 14,96 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (9,04^3 + 14,96^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(9,04 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \times (14,96 - 2)^2 = 33082,91 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,36}{12 \times 21,6} = 0,013$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right)$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 368,4 + 2,1} = 0,92 \right) \Rightarrow \mu = 0,92$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 33082,91}{1 + (0,92 \times 1,27)} = 16782,51 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,013} = 1,27$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{13,68 \times 4,8^2 \times 10^{-3}}{10 \times 10818 \cdot 87 \times 16782 \cdot 51 \times 10^{-8}} = 17,36 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 17.36 \times 10^{-3} m \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4900}{500} = 9.8 \Rightarrow C.V.$$

Le schéma de ferrailage de la poutrelle est montré dans la figure suivante :

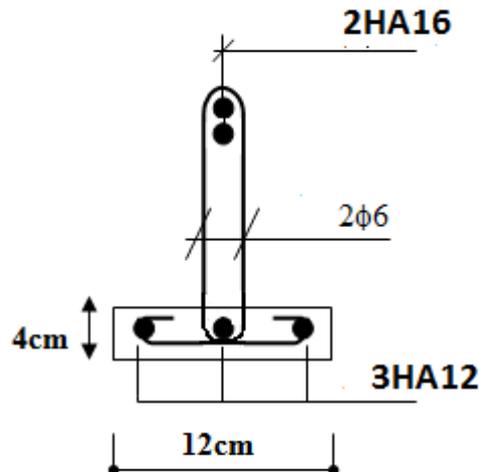


Figure.III.9.Ferrailage de la poutrelle.

III.2.8. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treilles soudés (BAEL 83 B.6.8.4). Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B 68. 423. BAEL83)

Comme suit :

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

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en : cm² pour 1 mètre de nervures).

$$\text{Si : } L (\text{: Écartement entre axe des nervures}) \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > 200/f_c.$$

Si : $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A = 4.L / f_c$ (Avec L en cm et f_c en MPa).

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $(A / 2)$.

Pour notre cas : On a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : écartement entre nervures = 65 cm.

$F_c = 400$ Mpa pour tous les diamètres.

D'où : $A_{\perp} = 4 \times 65 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On prend $6\Phi 5 = 1.2 \text{ cm}^2$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 6\Phi 5 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un Treillis soudé en $\phi 5$ (200 x 200)

T S $\phi 5$ (200 x 200)

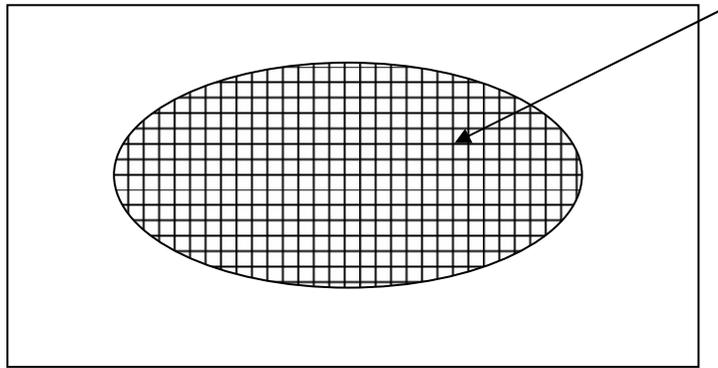


Figure .III.10.Schémas de ferrailage de la dalle de compression.

III.3.Etude de la dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

l_y : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ tel que : } \begin{cases} l_x = 1.25\text{m.} \\ l_y = 4.35\text{m} \end{cases}$$

- Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).
- Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens (l_x et l_y).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.25}{4.35} = 0.29 < 0.4$$

⇒ la dalle travaille suivant un seul sens (l_x)

a) Evaluation des charges :

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.89 \text{ KN / m}^2.$$

$$q_u = G + Q = 7.9 \text{ KN / m}^2.$$

$q_{gs} = 2 \text{ KN / m}$: (la charge concentrée due au poids propre du garde corps en maçonnerie (brique)).

$$q_{gu} = 1.35 \times (\rho \times V) = 1.35 \times (20 \times 0.1 \times 1 \times 1) = 2.7 \text{ KN / m}$$

b) Calcul des sollicitations :

$$M_U = - \left[\frac{q_u \times l_x^2}{2} + q_{gu} \times l_x \right]$$

$$M_U = - \left[\frac{10.89 \times 1.25^2}{2} + 2.7 \times 1.25 \right] = -11.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = - \left[\frac{q_s \times l_x^2}{2} + q_{gs} \times l_x \right]$$

$$M_{\text{ser}} = - \left[\frac{7.9 \times 1.25^2}{2} + 2 \times 1.25 \right] = -8.67 \text{ KN.m}$$

$$Vu = q_u \times l_x + q_{gu}$$

$$Vu = (10.89 \times 1.25) + 2.7 = 16.31 \text{ KN .m.}$$

c) Ferrailage :

• **Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, \quad e = 16 \text{ cm}, \quad d = 14 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{-11.88}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.04)}}{0.8} = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1 \times (1 - (0.4 \times 0.05)) = 0.098$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{11.88 \times 10^{-3}}{0.098 \times 348} = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}12 (5.65 \text{ cm}^2) \Rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2$$

on adopte : 5HA10(3.93cm²).

- **Espacement :**

$$\text{-Sens // à } I_x : S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On opte pour : St=20cm.

$$\text{-Sens secondaire : } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte pour : St=20cm.

d) Vérification :

- **ELU :**

-l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \text{ C.V} \quad \longrightarrow$$

- **ELS :**

-la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad M_{ser} = -8.67 \text{ KN.m}$$

$$by^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0$$

$$100y^2 + (30 \times 3.92)y - 30 \times (3.92 \times 14) = 0 \Rightarrow y = 3.51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15A_s (d - y)^2 = 7911.78 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{8.67 \times 10^6}{7911.78 \times 10^4} = 0.11 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = KY = 0.11 \times 3.51 = 0.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V.$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times 0.11 \times (140 - 35.1) = 173.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 173.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow C.V.$$

-La flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.16}{1.25} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow C.V.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0025 > \frac{2.4}{400} = 0.006 \Rightarrow C.V.$$

Le schéma de ferrailage est présenté dans la figure suivante:

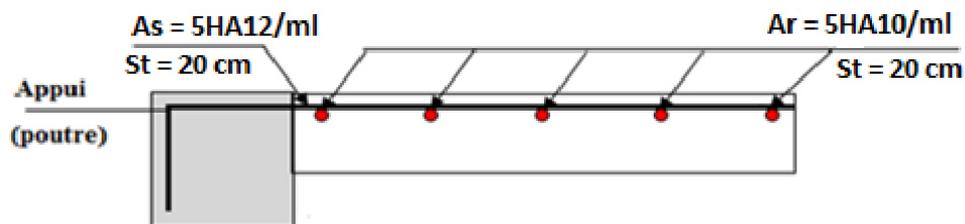


Figure .III.11.Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère

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

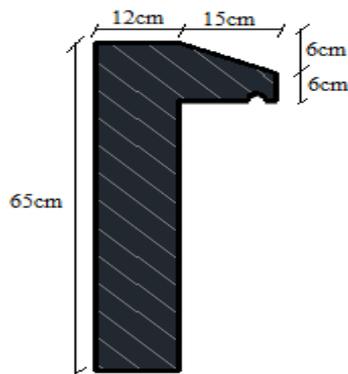


Figure. III.12. Dimension de l'acrotère

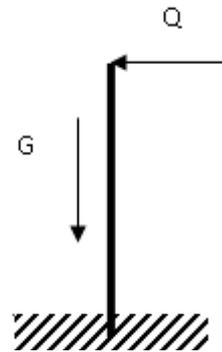


Figure. III.13. Schéma statique de l'acrotère.

III.4.1. Evaluation des charges et sur charges

➤ **Verticales**

Poids propre de l'acrotère : $G = 2.29 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 2.29 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 0.6 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 0.6 \text{ KN}$.

➤ **Horizontales** (dues au séisme)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{ART : 6.2.3 du RPA99})$$

Tel que : **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tableau 6.1 du RPA99**).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

- Zone IIa (Bouira).

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15. \\ C_p = 0.8. \\ W_p = 2.29 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.29 \Rightarrow F_p = 1.1 \text{ KN}$

III.4.2. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

➤ **E.L.U**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q \quad \text{avec} \quad M_G = 0$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times l \Rightarrow M_u = 1.5 \times 0,6 \times 0,65 \Rightarrow M_u = \mathbf{0.585 \text{ KN.m}}$$

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 2.29 \Rightarrow N_u = \mathbf{3.1 \text{ KN.}}$$

➤ **E.L.S**

$$M_S = M_G + M_Q \quad \text{avec} \quad M_G = \mathbf{0.}$$

$$M_S = M_Q = Q \times l \Rightarrow M_S = 0,6 \times 0,65 \Rightarrow M_S = \mathbf{0.39 \text{ KN.m.}}$$

$$N_S = G \Rightarrow N_S = \mathbf{2.29 \text{ KN.}}$$

III.4.3. Détermination du ferrailage

Calcul de l'excentricité

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

D'après le **BAEL91(chapitre 12.ART:3.1)** on a :

$$e_1 = 0 M_u / N_u \Rightarrow e_1 = 0.585 / 3.1 \Rightarrow e_1 = \mathbf{0.189 \text{ m}}$$

$$h/6 = 0.65/6 = 0.108 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.189 \text{ m} > h/6 = 0.108 \text{ m} \rightarrow \text{C.V.}$$

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{65}{250} = 0.26 \text{ cm} \right) \quad \text{Donc on prend : } e_a = \mathbf{2 \text{ cm.}}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

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

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre du aux charges permanentes et Quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.39} = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (2 \times 65)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 12} = 0.845 \text{ cm} \Rightarrow e_2 = \mathbf{0.211 \text{ cm}}$$

$$D'où : e_t = e_1 + e_a + e_2 = 18.9 + 2 + 0.845 = 21.75 \text{ cm} \Rightarrow e_t = \mathbf{21.75 \text{ cm}}$$

La vérification à faire :

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right) \Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max (15 ; 5.815) \Rightarrow \frac{l_f}{h} = 2 \leq 15 \quad \mathbf{C.V} \rightarrow$$

Les sollicitations corrigées sont: $N_u=3.1\text{KN}$

$$M_u = N_u \times e_t = 3.1 \times 0.2175 = 0.674 \text{KN.m} \quad \Rightarrow M_u = 0.674 \text{KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{ug}}{N_u} = \frac{0.674}{3.1} = 0.2175 \text{m}$$

$$e_G = 0.2175 \text{m} > Y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.12}{2} = 0.06 \text{m}$$

$$M_{u\alpha} = M_{Ug} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{u\alpha} = 0.798 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.798 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l (1 - 0.4\alpha_l) \quad (\text{ART 3.1.1 page 120 de BAEL 91})$$

$$tq : \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l} \quad \text{et} \quad \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\epsilon_l = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \times 10^{-3} = 1.74\text{‰} \Rightarrow \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\text{Donc : } \mu_l = 0.8 \times 0.67 (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.392$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0056}}{0.8} = 0.007$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1 (1 - 0.4 \times 0.007) = 0.0997 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} \quad tq : f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_1 = \frac{0.798 \times 10^{-3}}{0.0997 \times 348} = 0.0000233 = 0.23 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.23 - \frac{3.1 \times 10^{-3}}{348} = 0.23 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{cm}^2$$

$$Tq : f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$$

$$A = 0.23 \text{cm}^2 < A_{\min} = 1.21 \text{cm}^2 \dots\dots\dots .C.N.V$$

Donc on ferraille avec A_{\min} Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

-L'espacement :

Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm ; soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm ; soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification des espacements des barres :

Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq \min (3 \times 12 = 36, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Armatures de répartitions

$$S_t \leq \min (4 \times h, 45 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq \min (4 \times 12 = 48, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

à l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier

2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0.39 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_s = 2.29 \text{ KN}$$

Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.39}{2.29} = 0.17 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.12}{2} = 0.06 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.17 - 0.06 = 0.11 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.1^2 + 90 \times \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1} (0.1 - 0.1) = -0.036 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.1^3 - 90 \times \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1} (0.1 - 0.1)^2 = -0.0027 \text{ m}^3$$

$$y_c^2 - 0.036 y_c - 0.0027 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.11 \leq y_c \leq 0.12 - 0.11 = 0.01$$

$$y_c = -0.1 \text{ m}$$

$$y = -0.1 + 0.11 = 0.01 \text{ m}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0.01^3}{3} - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0.1 - 0.01)^2 = -2.41 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Fissuration nuisible \Rightarrow

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_{e,1} ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 = 26667 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 20163 \text{ MPa} \right] = 20163 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.39 \times 10^{-3}}{-2.41 \times 10^{-5}} (0.1 - 0.01) = -21.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0.39 \times 10^{-3}}{-2.41 \times 10^{-5}} \times 0.01 \rightarrow \sigma_{bc} = -0.1625 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification au cisaillement :

$$V_u = F_p + Q = 1.1 + 0.6 = 1.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15}{1.5} \times 2.5 ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Le schéma de ferrailage de l'acrotère est montré dans la figure suivante :

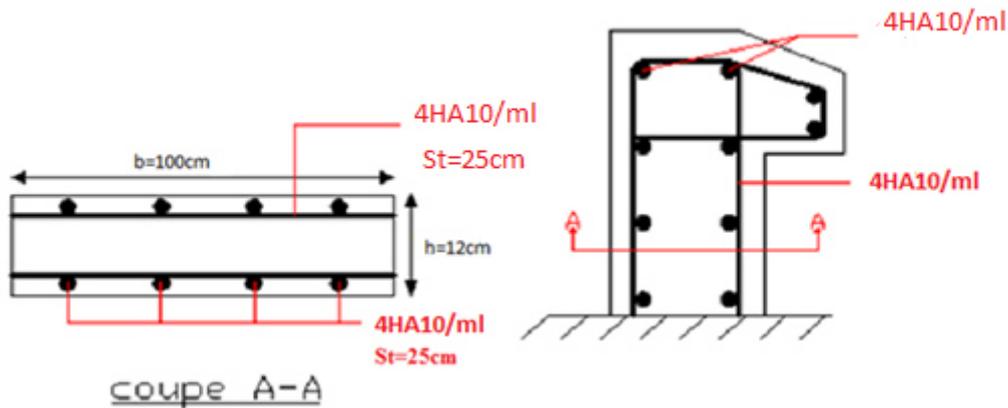


Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5.Etude des escaliers

On présente un exemple d'un escalier traditionnel en béton armé, coulés sur place. La longueur de la volée est de 2.4m et avec un palier ayant une largeur 1.34 m. Les paliers sont encastrés dans les refends.

III.5.1.Evaluation des charges

Volée : $G = 7.52 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Palier : $G = 5.6 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

-Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur.

III.5.2.Calcul des sollicitations

➤ ELU

Volée : $q_{ul} = (1.35G + 1.5Q) = ((1.35 \times 7.52) + (1.5 \times 2.5)) \times 1 = 13.902 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{ul} = (1.35G + 1.5Q) = ((1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5)) \times 1 = 11.31 \text{ KN/ml}$

➤ ELS

Volée : $q_{ul} = G + Q = 7.52 + 2.5 = 10.02 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{ul} = G + Q = 5.6 + 2.5 = 8.1 \text{ KN/ml}$

III.5.3.Etude de la volée

La volée d'escalier est assimilée à une poutre isostatique simplement appuyée. La fissuration est peu nuisible. Le calcul se fera à l'ELU et vérification des contraintes à l'E.L.S.

➤ **Calcul des sollicitations :**

ELU :

$$M_{u\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.902 \times 2.4^2}{8} = 10.01 \text{KN.m}$$

$$V_{u\max} = \frac{q_u \times l}{8} = \frac{13.902 \times 2.4}{8} = 16.68 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{u\max} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{10.02 \times 2.4^2}{8} = 7.21 \text{KN.m}$$

$$V_{u\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.02 \times 2.4}{2} = 12.02 \text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

D'après le BAEL 91, on calcule le ferraillage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.07)}}{0.8} = 0.091$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1 \times (1 - (0.4 \times 0.091)) = 0.096$$

$$\xi_s = 10 \times 10^{-3} \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{10.01 \times 10^{-3}}{0.096 \times 348} = 0.000299 \text{m}^2 = 2.99 \text{cm}^2$$

➤ **Choix des barres :** 5HA12 (5.65 cm²)

➤ **Calcul de l'espacement :**

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

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{cm}^2 \text{ 5HA10 (3.93cm}^2) \Rightarrow$$

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

On adopte : S_t = 20 cm

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 100 \times 2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{16.68 \times 10^{-3}}{1 \times 100 \times 10^{-3}} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \tau_u' = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow C.V.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des conditions à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15(4.71)(10 - y) = 0$$

$$50 y^2 - 70.65(10 - y) = 0$$

$$50 y^2 - 70.65 y - 706.6 = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 2.6 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{1}{3} b y^3 \right) + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times 2.6^3 \right) + 15 \times 4.71 (10 - 2.6)^2 = 3868.79 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 7.21 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{7.21 \times 26 \times 10^6}{3868.79 \times 10^4} = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V.$$

III.5.4. Etude de palier :

➤ Calcul des sollicitations :

$$l = 2.88 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.902 \times 2.88^2}{8} = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.902 \times 2.88}{2} = 20.02 \text{ KN}$$

$$M_{\text{travée}} = 0.75 \times 1.97 = 1.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 0.5 \times 1.97 = 0.99 \text{ KN.m}$$

-vérification :

$$M_{\text{travée}} + \frac{M_{\text{ua}}^g + M_{\text{ua}}^d}{2} \geq 1.25 M_u$$

$$1.48 + \frac{2 \times 13.902}{2} = 15.382 \geq 1.25 \times 1.48 = 1.85 \Rightarrow C.V.$$

M_{ua}^g et M_{ua}^d sont des moments respectivement à gauche et à droite sur appuis.

➤ Ferrailage :

-Sur appuis :

$$M_{\text{ua}} = 0.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.142$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.142)}}{0.8} = 0.19$$

$$Z = 0.1 \times (1 - (0.4 \times 0.19)) = 0.092$$

$$A_s = \frac{0.99 \times 10^{-3}}{348 \times 0.092} = 0.000031 \text{ m}^2 = 0.31 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.31 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} = 1.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.N.V$$

Donc on fait le ferrailage avec A_{\min} .

-Choix des barres :

$$A_{\min}=1.74\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 (5,65 \text{ cm}^2).$$

-Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow C.V.$$

-Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413\text{cm}^2$$

5HA10 (3.93cm²) avec un espacement de 20cm.

-En travée :

$$M_{ut}=1.48\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.0104$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0104)}}{0.8} = 0.013$$

$$Z = 0.1 \times (1 - (0.4 \times 0.013)) = 0.099$$

$$A_s = \frac{1.48 \times 10^{-3}}{348 \times 0.099} = 0.000043\text{m}^2 = 0.43\text{cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = 1.74\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.43\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.74\text{cm}^2 \Rightarrow C.N.V.$$

Donc on fait le ferrailage avec A_{\min} .

-Choix des barres :

$$A_{\min}=1.74\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 (5.65 \text{ cm}^2).$$

-Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow C.V.$$

-Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413cm^2$$

5HA10 (3.93cm²) avec un espacement de 20cm.

-Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20.02 \times 10^{-3}}{1 \times 100 \times 10^{-3}} = 0.20MPa$$

$$\tau_u' = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.20MPa < \tau_u' = 3.33MPa \Rightarrow C.V.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma de ferrailage de l'escalier est présenté ci-après :

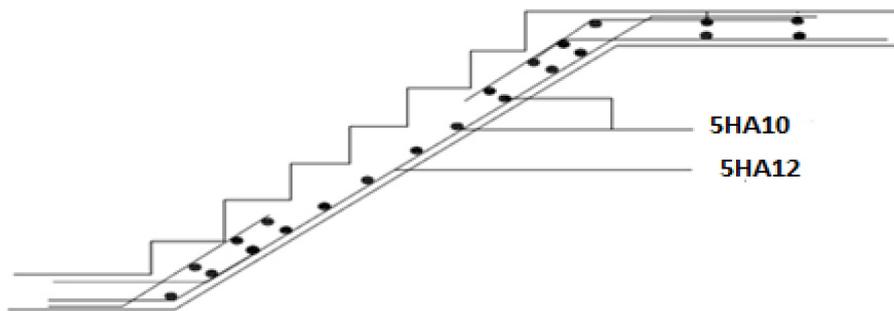


Figure .III.15 :Disposition des armatures d'escalier.

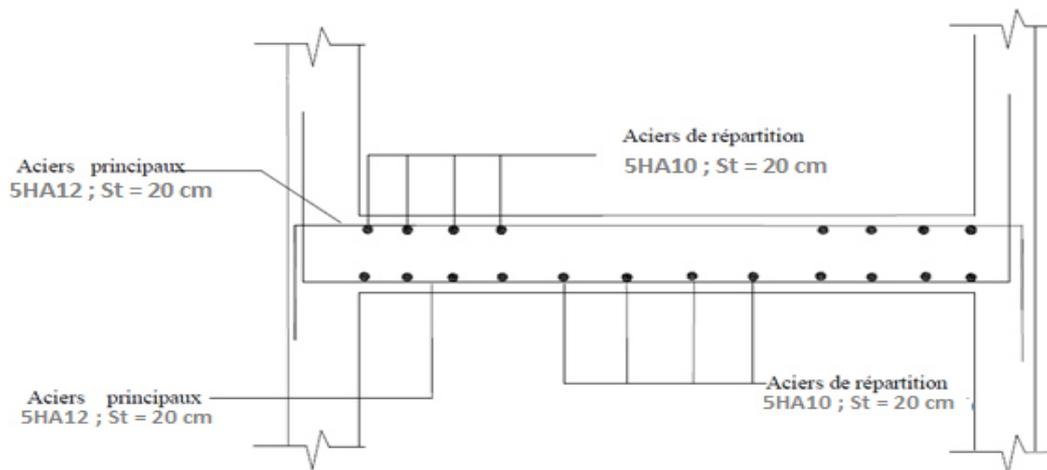


Figure : III.16.Ferrailage du palier

III.5.5. Etude de la poutre palière

III.5.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

$$L=340\text{cm}$$

$$340/15 < h < 340/10 \quad \text{Donc : } 22.66 < h < 34 \quad \text{On prend : } h= 35 \text{ cm}$$

$$0.3h < b < 0.8h \quad \text{Donc: } 10.5 < b < 28 \quad \text{On prend : } b= 30 \text{ cm}$$

Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h = 35 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \text{vérifié}$$

On adopte une poutre de section (b, h) = **(30,35)**.

➤ **Evaluation des charges :**

le poids propre : $25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m}$.

le poids propre de palier : $PP_{\text{palier}} = G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}} = 5.6 \times 1.55 = 8.68 \text{ KN/ml}$.

le poids propre de la paillasse :

$$PP_{\text{paillasse}} = G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}} / 2 = 6.92 \times (3.10/2) = 10.73 \text{ KN/ml}$$

le poids de mur : $P_{\text{mur}} = 2.81 \times (3.06/2) = 4.29 \text{ KN/ml}$.

$$G_T = 2.63 + 8.68 + 10.73 + 4.29 = \mathbf{26.33 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1.55 = 3.88 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2.5 \times (3.10/2) = 3.88 \text{ KN/ml}$$

$$Q_T = 3.88 + 3.88 = \mathbf{7.76 \text{ KN/ml}}$$

a. Sollicitations

➤ **ELU :**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 (26.33) + 1.5 (7.76) = 47.19 \text{ KN / ml}$$

➤ **ELS :**

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

$$P_{\text{ser}} = 26.33 + 7.76 = 34.09 \text{ KN / ml}$$

➤ **Calcul des réactions :**

$$R_u = 37.85 \text{ KN}$$

$$R_{\text{ser}} = 33.09 \text{ KN}$$

➤ **à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times (2.63 + 4.29) + 37.85$$

$$\mathbf{q_u = 47.19 \text{ KN/ml}}$$

➤ à l'ELS :

$$q_{ser} = G + R_{ser} = (2.63 + 4.29) + 33.09 = 40.01 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul des moments et des efforts tranchants

➤ à l'ELU :

-Moment isostatique :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 47.19 \times \frac{3.40^2}{8} = 68.19 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$T_u = q_u \frac{L}{2} = 47.19 \times \frac{3.40}{2} = 80.22 \text{ KN}$$

-Evaluation des moments :

Sur appuis :

$$M_a = 0,3 \times 68,19 = 20,46 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 68,19 = 57,96 \text{ KN.m}$$

➤ à l'ELS :

-Moment isostatique :

$$M_0 = q_{ser} \frac{L^2}{8} = 40.01 \times \frac{3.40^2}{8} = 57.81 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$T_{ser} = q_{ser} \frac{L}{2} = 40.01 \times \frac{3.40}{2} = 68.02 \text{ KN}$$

-Evaluation des moments :

Sur appuis :

$$M_a = 0,3 \times 57.81 = 17.34 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 57.81 = 33.52 \text{ KN.m}$$

III.5.5.2. Calcul de ferrailage

a. Calcul à l'ELU :

➤ Armatures longitudinales :

-En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.96 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.132$$

$$\mu_{bu} = 0.132 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.132)}}{0.8} = 0.177$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 32 \times (1 - (0.4 \times 0.177)) = 29.73 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times f_{ed}} = \frac{57.96 \times 10^{-3}}{0.2973 \times 348} \times 10^4 = 5.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

⇒ On fait le ferrailage avec A_u

On adopte un ferrailage de : **4HA14=6,16cm²**

-Sur appuis :

$$M_a = 20.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.047)}}{0.8} = 0.06$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 32 \times (1 - (0.4 \times 0.06)) = 31.23 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times f_{ed}} = \frac{20.46 \times 10^{-3}}{0.3123 \times 348} \times 10^4 = 1.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

⇒ On fait le ferrailage avec A_u On adopte un ferrailage de : **3HA14= 4.62cm²**

b. Vérification des conditions de RPA (Art.7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$4.62+4.62=9.24\text{cm}^2 > (0.5 \times 30 \times 35)/100=5.25\text{cm}^2 \Rightarrow \text{C.V.}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante

$$9.24\text{cm}^2 < (4 \times 30 \times 35)/100=42\text{cm}^2 \Rightarrow \text{C.V.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant :(BAEL91Art.5.12).

$$T_u=80.22\text{KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{80.22 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

⇒ La fissuration est peu nuisible.

N.B : il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification d'adhérence des barres au cisaillement : (Art.5.1.1 de BAEL91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{ser} < \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} \\ \tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \end{array} \right.$$

Tel que : Ψ_s : coefficient de scellement ; $\Psi_s=1.5$ (acier f_e400 Haut adhérence)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{80.22 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 2.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_s \Rightarrow \text{C.V.}$$

il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

e. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton : (BAEL.2.P85)**

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

-Sur appuis :

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

$$\sigma_{bc} = K \times Y$$

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

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

Position de l'axe neutre :

$$y = \eta \times \frac{A_s + A_s'}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s + d \times A_s'}{7.5 \times (A_s + A_s')^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \times \frac{6.16}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times 32}{7.5 \times 6.16}} - 1 \right) = 11.29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30}{3} \times 11.29^3 + 15 \times (6.16 \times (32 - 11.29)^2) = 54021.44 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{17.34 \times 10^2}{54021.44} = 0.03 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.03 \times 11.29 \times 10 = 3.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow C.V.$$

-En travée :

$$K = \frac{33.52 \times 10^2}{54021.44} = 0.06 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.06 \times 11.29 \times 10 = 6.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow C.V.$$

f. Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2 de BAEL91 modifier 99)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0.102 > 0.0625 \Rightarrow C.V.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0.102 > \frac{33.52}{10 \times 57.81} = 0.058 \Rightarrow C.V.$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{35 \times 32} = 0.00413 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow C.V.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Espacement :**

En zone courante :

$$s < \frac{h}{2} \Rightarrow S < 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

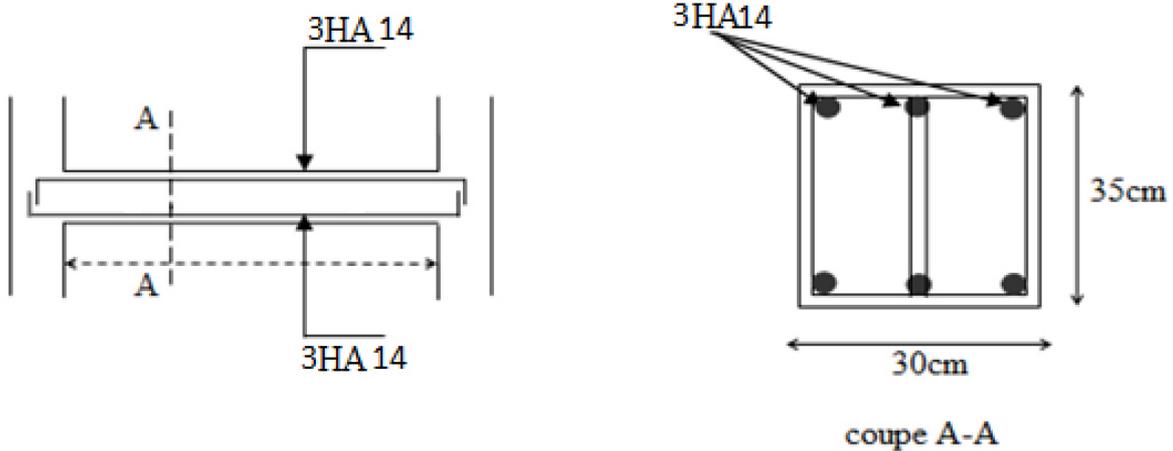


Figure.III.17.Ferrailage de la poutre palière.

III.6.Etude de balcon

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **16cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

III.6.1.Evaluation des charges

Charge permanente $G=4.06 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge due à la main courante $P = 1 \text{ KN/m}$

III.6.2.Combinaison des charges

➤ **L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,06) + (1,5 \times 3,5) \Rightarrow q_u = 10,73 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pu} = 1,5p = 1,5 \times 1 \Rightarrow q_{pu} = 1.5 \text{ KN.}$$

$$M_u = q_{pu}(l) + q_u \left(\frac{l}{2}\right)^2 = (1,5 \times 1,6) + 10,73 \left(\frac{1,6}{2}\right)^2 \Rightarrow M_u = 9,268 \text{ KN.m.}$$

➤ **L'ELS:**

$$q_{(ser)} = G + Q = 4,06 + 3,5 \Rightarrow q_{(ser)} = 7,56 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{p(ser)} = p \quad \Rightarrow q_{p(ser)} = 1 \text{KN.}$$

$$M_{ser} = q_{pser}(l) + q_{ser} \left(\frac{l}{2}\right)^2 = (1 \times 1,6) + 7,56 \left(\frac{1,6}{2}\right)^2 = 6,4384 \text{KN.m.}$$

III.6.3. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, libre d'un côté et encastré d'un autre.

III.6.3.1. Armatures longitudinale

En suivant l'organigramme récapitulatif pour le dimensionnement des armatures

(article 8 .1. pratique du B.A.E.L91).

$$b_0 = 100 \text{cm, } d = e - c = 16 - 2 = 14 \text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,268 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14^2 \times 14,2} = 0,033$$

$$\mu_{bu} = 0,033 < \mu_{Lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 14(1 - 0,6 \times 0,033) = 13,723 \text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{9,268 \times 10^{-3}}{0,13723 \times 348} \times 10^4 = 1,941 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,691 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 1,941 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{cm}^2$$

➤ **Espacement :**

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

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(3 \times 12 = 36, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

$$S_t = 20 \text{cm} < 33 \text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.6.3.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,413 \text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 1,413 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{cm}^2$$

Espacement :

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(3 \times 12 = 36, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm.}$$

$$S_t = 20 \text{cm} < 33 \text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.6.4. Vérifications

III.6.4.1. Vérification des contraintes à L'ELS

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

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

On a:

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$by^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0 \Rightarrow y = 2.89cm$$

$$100y^2 + (30 \times 3.93)y - 30(3.93 \times 14) = 0$$

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{1}{3}by^3 + 15A'_s(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2 \\ &= \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 5451.80cm^4 \\ &= \frac{1}{3} \times 100 \times 2,89^3 + 15 \times 2,51(14 - 2,89)^2 \end{aligned} \right\}$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{6,4324 \times 10^6}{5451,80 \times 10^4} = 0,12 \Rightarrow K = 0,12N/mm^2$$

$$\sigma_{bc} = KY = 0,12 \times 2.89 = 0,3468MPa < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans l'acier :

On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ On a :

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_s &= \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max \left\{ \frac{f_e}{2} ; 110\sqrt{1.6f_{t28}} \right\} \right\} \\ \bar{\sigma}_s &= \min \{ 266.66 ; \max \{ 200 ; 201.63 \} \} \end{aligned} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times K (d - y) = 15 \times 0.12 \times (140 - 28.9)$$

$$\sigma_s = 199.99MPa$$

$$\sigma_s = 199.99MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \Rightarrow \text{C.V.}$$

III.6.4.2. Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot z} \leq \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right)$$

$$V_u = q_u \cdot L$$

$$V_u = 10.73 \cdot 1.6 = 17,17 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{0.9 \times d \times b_0} = \frac{17.17 \times 1000}{0.9 \times 140 \times 1000} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{C.V.}$$

III.6.4.3. Contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art613.Page169)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \psi_s \times f_{t28} \text{ Avec : } \psi_s = 1.5$$

$$\psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 1256$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{17.17 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14 \times 125.6} = 0.001 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.001 \text{ MPa} < \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

III.6.4.4. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{160} = 0.1 > 0.0625 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.1 \geq \frac{1}{10} \times \frac{6.4321}{6.4321} = 0.1 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 14} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{C.V.}$$

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

III.6.4.5. Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \Phi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = \mathbf{2,84 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{8}{4} \cdot \frac{400}{2,84} = \mathbf{28.17 \text{ cm}} > b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin}$$

de chaque armature longitudinale.

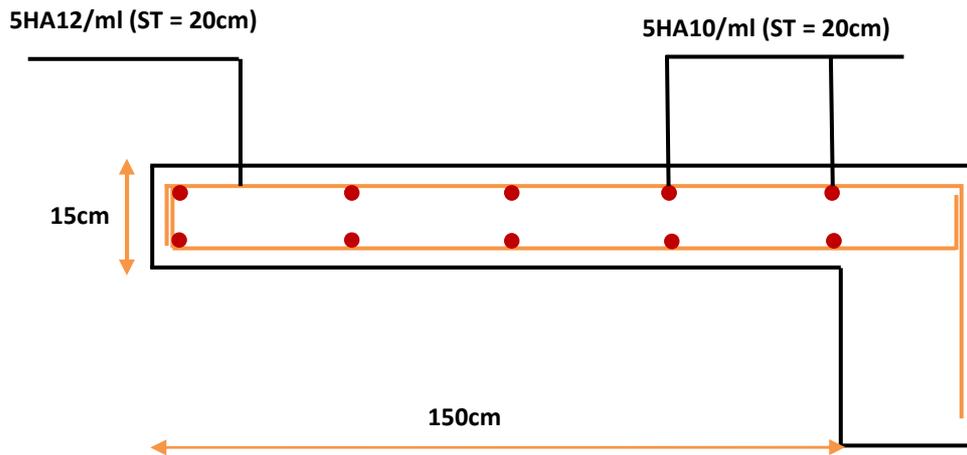


Figure.III.18.Ferrailage du balcon.

III.7. Salle machine :

III.7.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 7,5 t (par chaque cabine).

III.7.2. Dimensionnement de la dalle:

L'étude des dalles s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

La dalle repose sur les voiles.

L'épaisseur (h_0) sera prise comme suite :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{185}{30} = 6,16 \text{ cm}$$

- D'autre part la limite de l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12cm

$h_0 \geq 12\text{cm}$, donc: $h_0=15\text{cm}$ (RPA 99 version 2003).

➤ Calcul de la dalle :

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, et elle est soumise à des charges localisées, l'étude s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{185}{310} = 0.6 \text{ cm} 0.4 < a < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$U = a + 2h_r + h_0$$

$$V = b + 2h_r + h_0.$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

h_r : épaisseur du revêtement $h_r = 5 \text{ cm}$

D'où :

$a = 155 \text{ cm}$; $b = 280 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} U = 155 + 2 \times 5 + 15 = 174 \text{ cm} \\ V = 280 + 2 \times 5 + 15 = 299 \text{ cm} \end{cases}$$

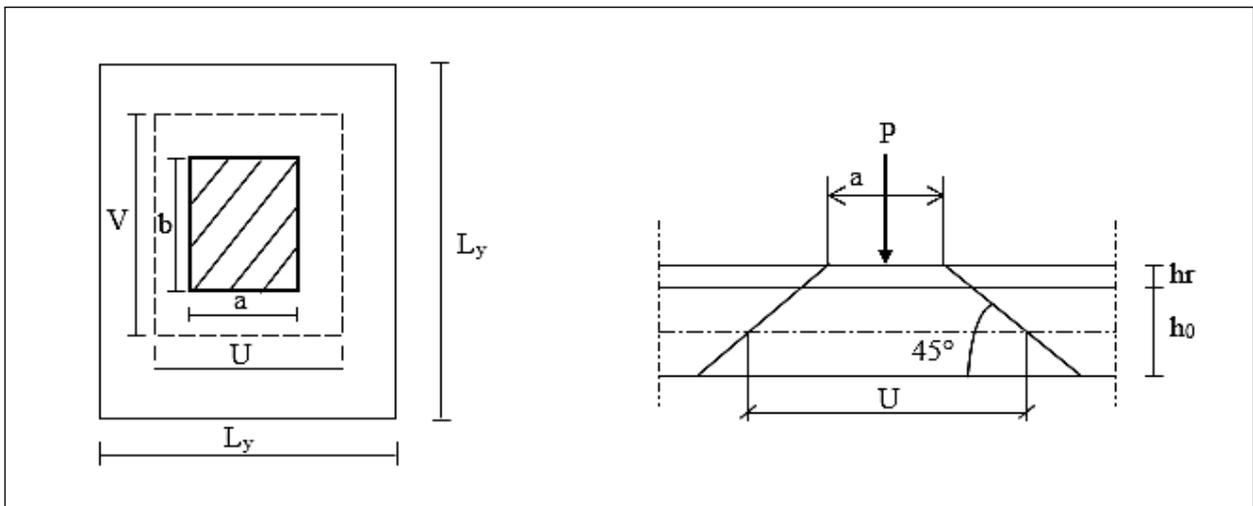


Figure (III.19) : Répartition de charge localisée sur la dalle.

III.7.3. Calcul des sollicitations:

➤ Les moments M_{X1} , M_{Y1} du système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

M_1, M_2 : Coefficients donnés en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\left[\begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.6 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{174}{185} = 0.94 \rightarrow (M_1=0,046 ; M_2=0,035) \\ \frac{V}{L_y} = \frac{299}{310} = 0.96 \end{array} \right]$$

➤ À L'ELU :

On a :

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \end{cases}$$

Avec : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 70 + 1.5 \times 0 = 101.25 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 101.25 \times 0.046 = 4,66 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 101.25 \times 0.035 = 3,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0.6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases}$$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \text{ et } M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=25 \times 0.15 + 22 \times 0.02 = 4.19 \text{ KN.m}^2 \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \text{ (dalle)} \\ Q_u = 1.35 \times 4.19 + 1.5 \times 1 = 7.16 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0822 \times 7.16 \times (1.55)^2 = 1.41 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x1} = 0.2948 \times 1.41 = 0.41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x \text{ (total)} = M_{x1} + M_{x2} = 4.66 + 1.41 = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y \text{ (total)} = M_{y1} + M_{y2} = 3.54 + 0.41 = 3.95 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme des moments :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 Aux appuis.

Tableau (III.9) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELU.

Zone	Sens	M _u (KN.m)
Aux appuis	L _x	-0,3 × 6,07 = -1,82
	L _y	-0,3 × 3,95 = -1,18
En travée	L _x	0,85 × 6,07 = 5,16
	L _y	0,85 × 3,95 = 3,36

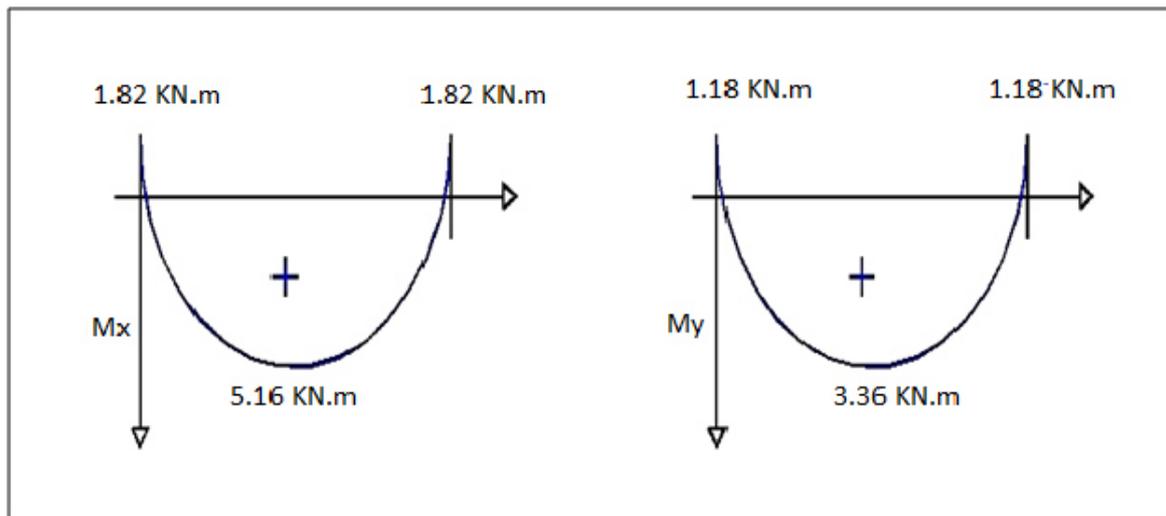


Figure (III.20) : Diagramme des moments en travées et en appuis à L'ELU.

III.7.4. Calcul du ferrailage :

❖ **En travée :**

✓ **Ferrailage dans le sens x-x**

$$M_{tx} = 5,16 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \longrightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,00714 < \mu_{Lu} = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$A_{tx} = 1,10 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{T}12 \text{ avec } A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferrailage dans le sens y-y :**

$$M_{ty} = 3,36 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,0047 < \mu_{Lu} = 0,392 \longrightarrow A' = 0 ;$$

$$; A_{ty} = 0,72 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{T}12 \text{ avec } A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui :**

✓ **Ferrailage dans le sens x-x**

$$M_{px} = 1,82 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,0025 < \mu_{Lu} = 0,392 \longrightarrow A' = 0 ;$$

$$A_{px} = 0,44 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{T}12 \text{ avec } A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferrailage dans le sens y-y :**

$$M_{py} = 1,18 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_{Lu} = 0,196 \longrightarrow A' = 0$$

$$A_{py}=0.39\text{cm}^2 \text{ on adopte 4T12 avec } A_s=4.52 \text{ cm}^2$$

III.7.5. Vérification à L'ELU :

❖ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%_o$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 280 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{185}{310} \right) = 4.03 \text{ cm}^2$$

Aux appuis $A_{up} = 4.52\text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

En travée $A_{ut} = 4.52\text{cm}^2/\text{ml} > A_{st}$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens(x-x), et (y-y).

❖ Diamètres des barres :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Phi_{\max} = 12 \leq 15\text{mm} \dots \dots \dots$ condition vérifier.

❖ Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL91) :

On doit vérifier :

$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

❖ Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_{ot} : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$U_c = 2(U+V) = 2(1.19+1.19) = 9.46 \text{ m}$

$q_u = 1.35 \times 75 = 101.25 \leq 0.045 \times 9.46 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1064.25\text{KN/ml} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

✓ Sens x-x :

$$✓ V_x = q_u \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} V_x = 101,25 \times \frac{1,85}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,6}{2}} V_x = 72.04 \text{KN}$$

✓ Sens y-y :

$$✓ V_y = q_u \cdot \frac{l_x}{3} \leq V_x V_y = 101,25 \cdot \frac{1,85}{3} = 62.43 \text{KN} \leq V_x$$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{62.4 \times 10^3}{2800 \times 135} = 0.17 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ Condition est vérifiée.

III.7.6.Verification à L'ELS:

❖ **Moment engendrés par le système de levage :**

✓ $v = 0.2$

✓ ; $M_1 = 0.046$

✓ $M_2 = 0.035$

$$M_{x1} = 75(0.046+0.2 \times 0.035) = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 75(0.2 \times 0.046+0.035) = 3.32 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment engendrés par le poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0870. \\ \mu_y = 0,4672. \end{array} \right.$$

$$q_s = 4.19+1 = 5.19 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0870 \times 5.19 \times (1.5)^2 = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.4672 \times 0,55 = 0.26 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments:

$$M_x (\text{total}) = M_{x1} + M_{x2} = 3.98 + 1 = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y (\text{total}) = M_{y1} + M_{y2} = 3.32 + 0.26 = 3.58 \text{ KN.m}$$

Tableau (III.10) : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS

Zone	Sens	$M_s(\text{KN.m})$
Aux appuis	L_x	$0,3 \times 4.98 = -1.49$
	L_y	$0,3 \times 3.58 = -1,07$
En travée	L_x	$0,85 \times 4.98 = 4.23$
	L_y	$0,85 \times 3.58 = 3.04$

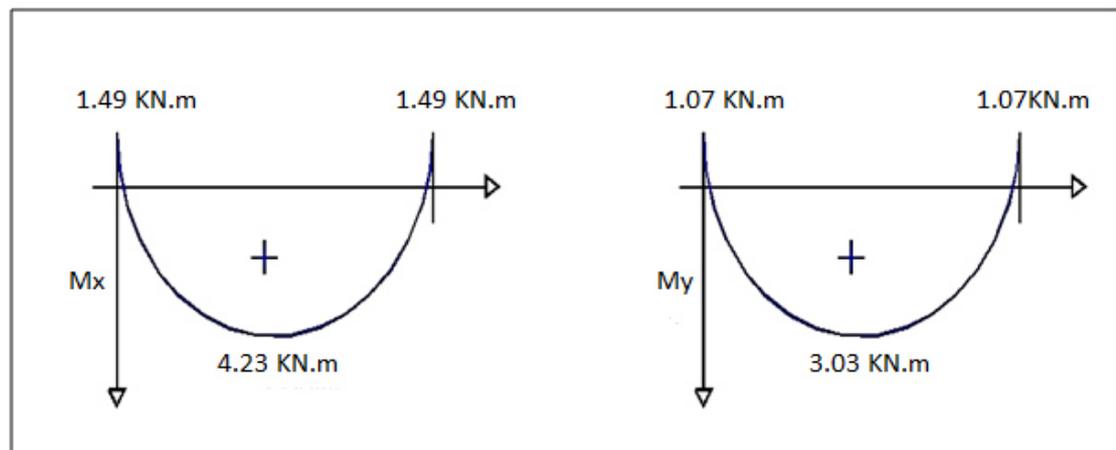


Figure (III.21) : Digramme des moments en travées et en appuis à L'ELS.

III.7.7. Calcul du ferrailage :

On a une fissuration préjudiciable \longrightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **En travée :**

✓ **Ferrailage dans le sens x-x**

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{tx} = 4.23 \text{ KN.m}$$

$$y = \frac{15 (A_s + A_s')}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}{7.5 (A_s + A_s')^2}} - 1 \right];$$

$$Y = 2.3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2];$$

$$I = 9640 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.23 \times 10^6}{9640 \times 10^4} \times 23 = 1 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **En appui :**

✓ **Ferrailage dans le sens x-x**

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{px} = 1.49 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times d = 0 \quad \longrightarrow \quad y = 2.3 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A (d - y) \quad \longrightarrow \quad I = 9640 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.49 \times 10^6}{9640 \times 10^4} \times 23 = 0.4 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Puisque la condition de non fragilité est satisfaite donc aucune vérification à effectuer.

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.7.8. Vérification de la flèche : BAEL91 : Art B.6.5. 1

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

$$\left[\begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.12 > 0.0625) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.12 > 0.085) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0012 < 0.0084) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

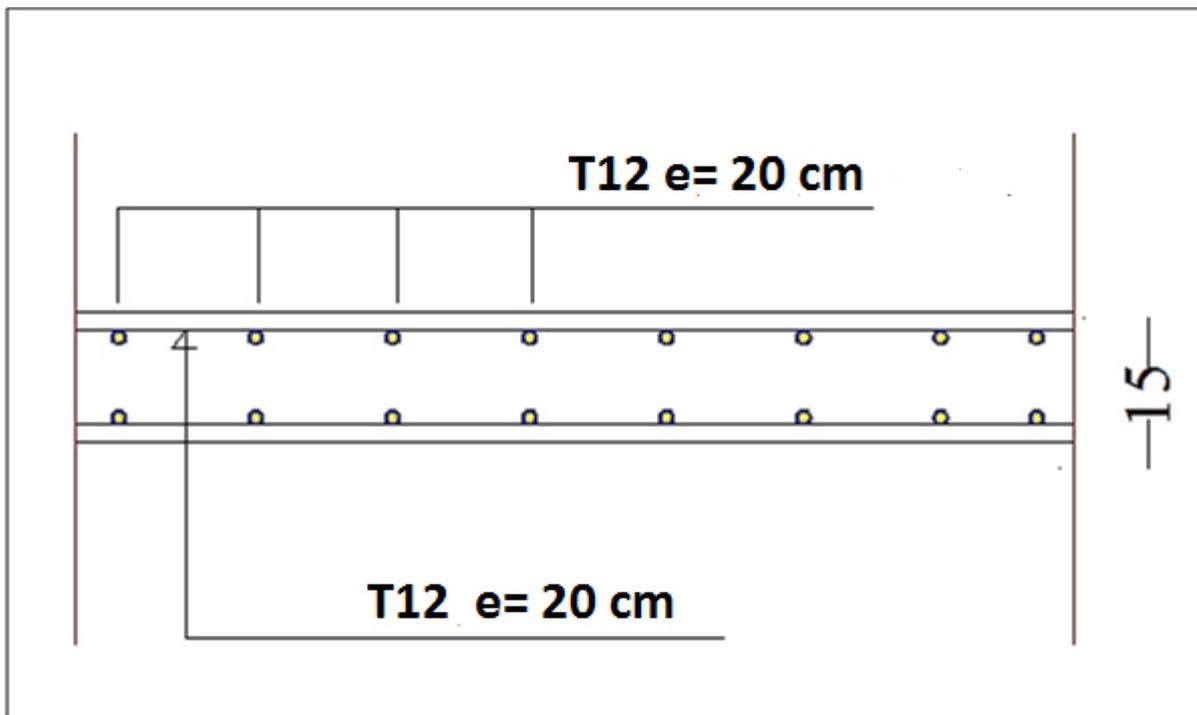


Figure (III.22) : Schéma de ferrailage de la salle machine.

IV.1 Etude séismique**IV.1.1 Introduction**

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des mouvements brusques du sol durant quelques secondes à minute, parfois précédés de secousses dites secousses prémonitoires et suivis d'autres dites répliques ou secousses tardives. Les secousses prémonitoires sont rares et dues à des ruptures prématurées de tensions localisées. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à la commune de Bouira wilaya de Bouira, qui est classé en zone IIa selon le classement du **RPA99 version 2003**, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV.1.2 Le choix de la méthode de calcul

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente.
 - 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
 - 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Pour notre bâtiment, on a une régularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003.
 - Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

IV.1.3 Méthode d'analyse modale spectrale

1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de **5%**) égale à :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

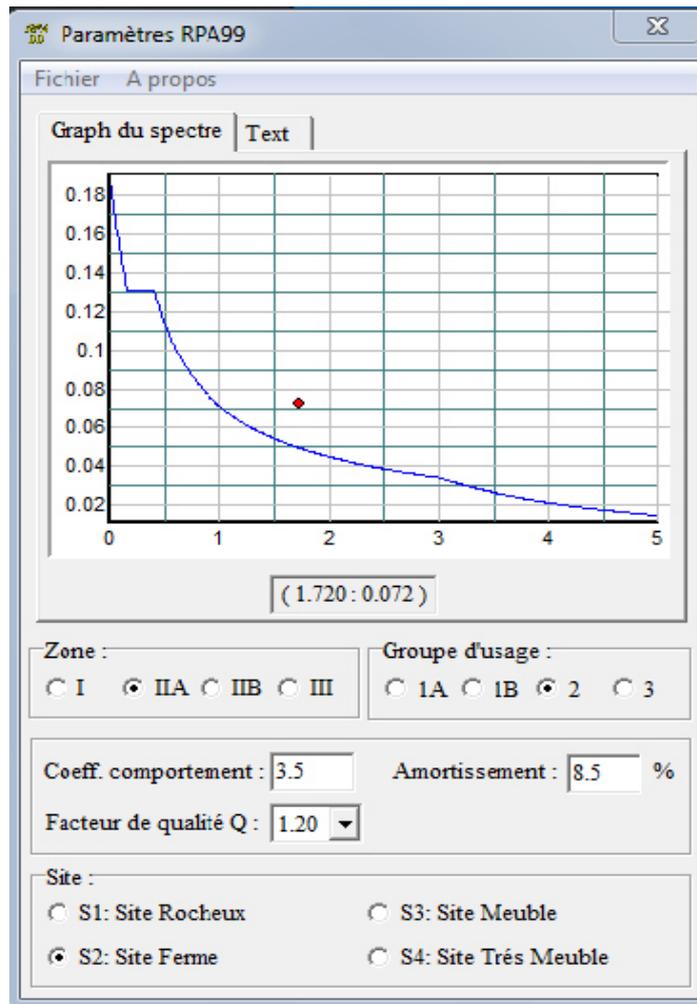


Figure IV.1 Spectre de réponse

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \mathbf{A = 0,15}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882 > 0,7$$

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 2 \Rightarrow **T₁ = 0,15 s** **T₂ = 0,40 s**

- **Facteur de qualité Q :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV.1 : Calcul de facteur de qualité Q

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Donc : $Q = 1.20$

IV.2 Etude dynamique pour notre structure

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2.1 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2 Modélisation

1. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : **la masse, la rigidité et l'amortissement**.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (**rigidité**) de tous les éléments de la structure.

2. Détermination des fréquences et modes propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$: représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en **vibrations libres non amorties (VLNA)** nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (N) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

IV.2.3 La modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel ETABS 9.7.4

1. Présentation du logiciel ETABS

- **Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems
- **Version :** 9.7.4
- **Entreprise productrice :** Computers and structure, Berkeley, Californie, USA.

ETABS 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 suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI*.etc.). De plus de part çà spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du 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, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, Auto CAD, Robobat et Socotec).

2. Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons suivre les étapes suivantes :

- a. Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- b. Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- c. Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- d. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).
- e. Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- f. Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.).
- g. Interprétation des résultats.

3. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini type " **Frame** "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.l** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** "à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

4. Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003

Dans notre cas ($\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées (correspondants à leur emplacement).

❖ Présentation de la vue en plan

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en plan suivante :

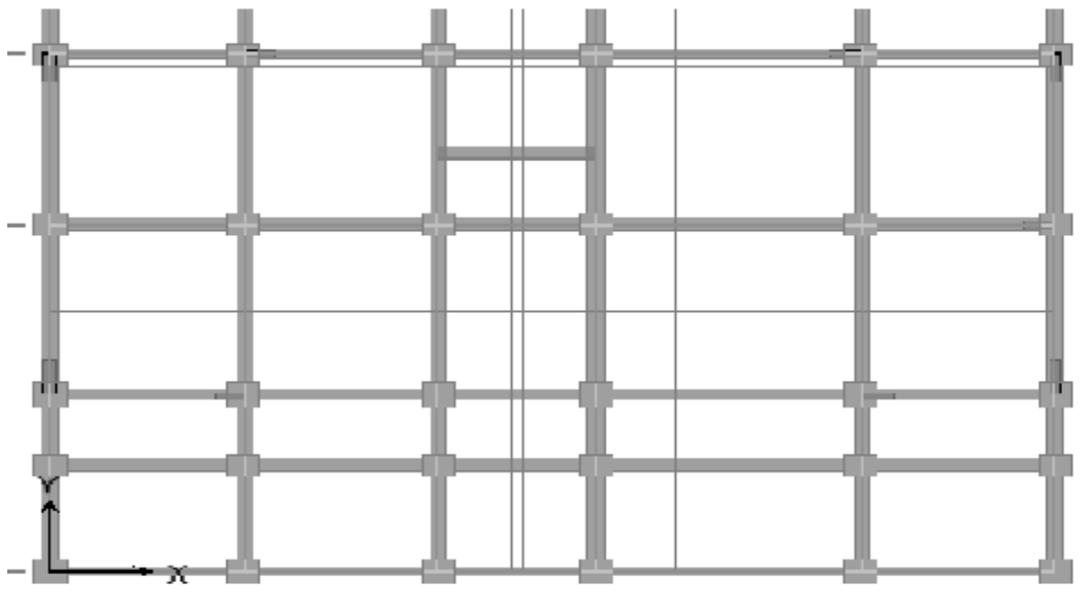


Figure IV.2 : Vue en plan de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en 3D suivante :

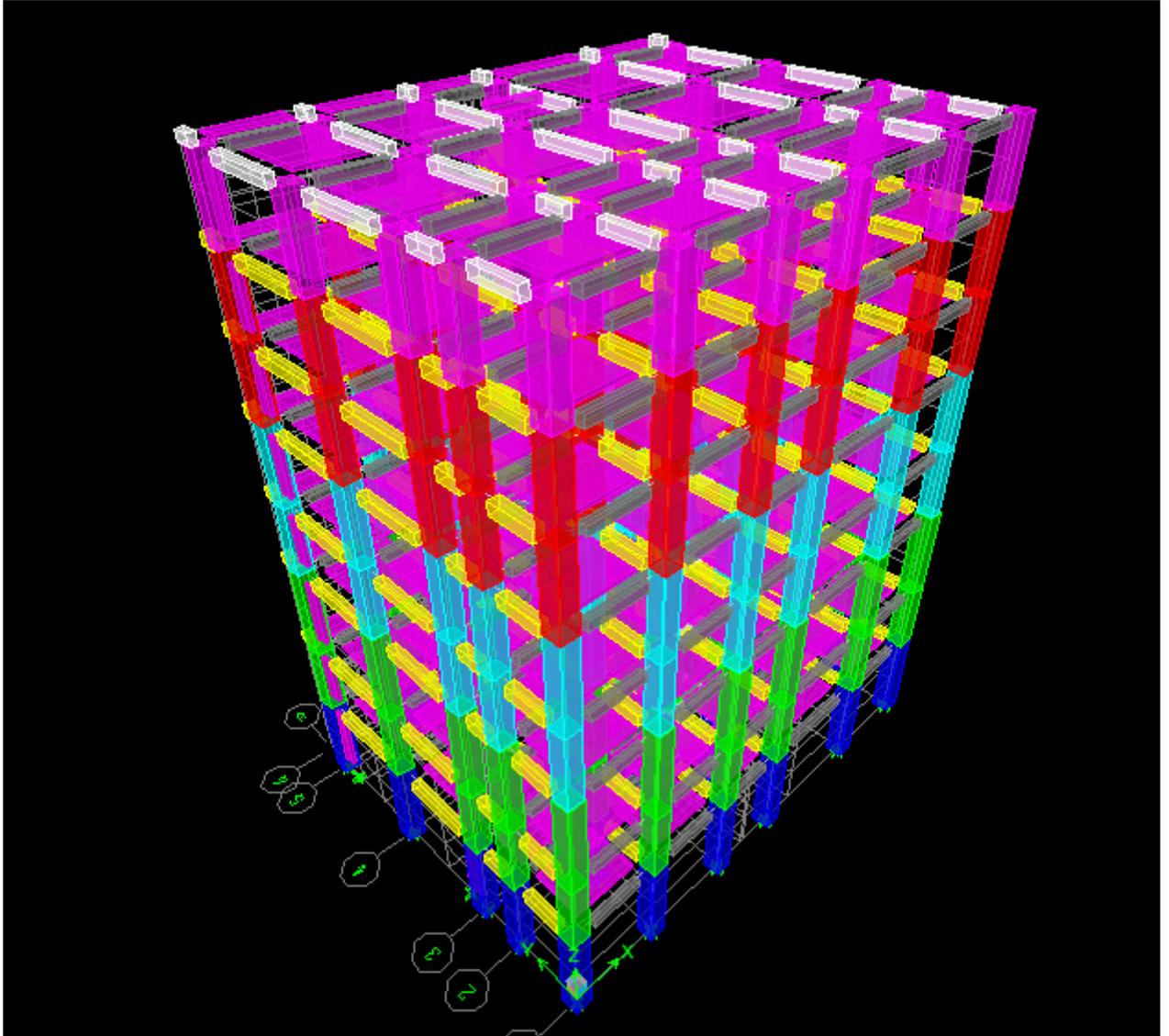


Figure IV.3 : Vue en 3D de la structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4

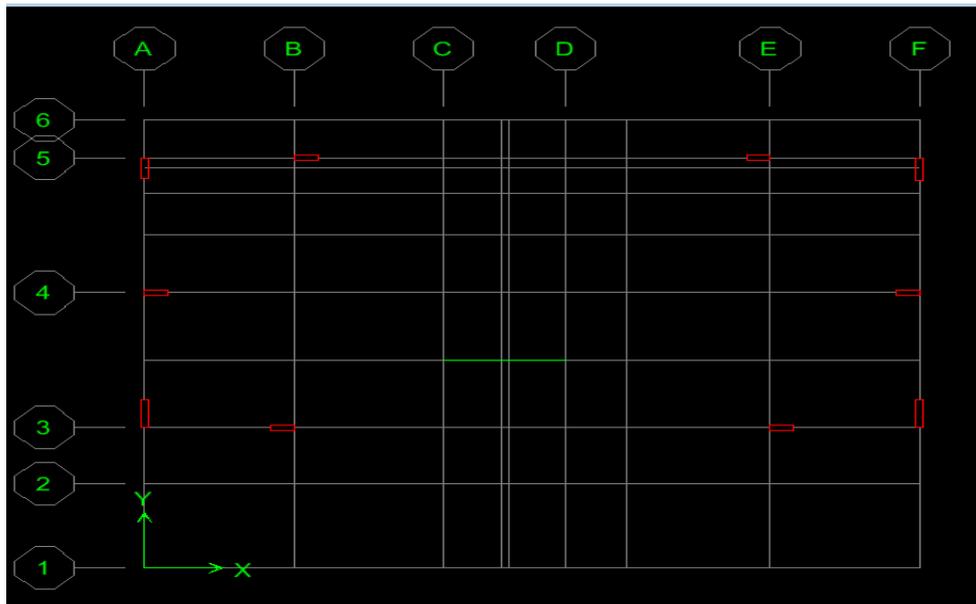


Figure IV.4 : Disposition des Voiles

5. Centres de masse et inerties des différents niveaux

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$ Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

6. Calcul de l'excentricité

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans.

Dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- ✓ Excentricité théorique.
- ✓ Excentricité accidentelle.

➤ **Excentricité théorique**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

➤ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} L_x = 20.00 \text{ m} \\ L_y = 15.00 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.2 : Centre de masse et Centre de rigidité de la structure.

Story	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
S/SOL	10.668	8.827	10.294	8.445	- 0.626	0.382
RDC	10.528	8.745	10.416	8.569	- 0.888	0.176
STORY1	10.098	8.575	10.558	8.818	- 1.46	- 0.243
STORY2	10.451	8.542	10.628	9.069	- 1.177	- 0.527
STORY3	10.474	8.565	10.705	9.306	- 1.231	- 0.741
STORY4	10.736	8.643	10.806	9.523	- 1.07	- 0.88
STORY5	12.179	9.354	12.002	9.788	0.177	- 0.434
STORY6	12.182	9.305	12.433	9.199	- 0.251	- 0.894
STORY7	12.12	9.209	12.943	9.655	- 0.823	- 1.446

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\begin{cases} \text{Sens-X : } e_a = 0.05 * 20.00 = 1 < 1.446 \text{ m} \\ \text{Sens-Y : } e_a = 0.05 * 15.00 = 0.75 < 1.446 \text{ m} \end{cases}$$

⇒ **e_a = 1m**

e_{réel} = max (1.46 ; 1.446) m = 1.46m

e_{max} = max (e_a, e_{réel}) = max (1, 1.46) m = 1.46 m

7. Calcul de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_N = 32.26 \text{ m}$
- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (32.26)^{3/4} = 0.677 \text{ sec}$$

$$T = 0.677 \text{ sec}$$

8. Nombre de modes à considérer

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et : } T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad \dots\dots\dots (\text{Art 4.14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

$$K \geq 3 \sqrt{9} = 9 \quad K = 9$$

$$T_k = 0.0780\text{s} < 0.20 \text{ s} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau IV.3 Vérification de pourcentage de masse modale effective

Niveau	UX	UY	Etage	MassX	% masse modale effective
1	77.9870	0.0568	RDC	458.1469	12.77% > 5%
2	0.2335	50.3696	STORY1	506.2121	14.10% > 5%
3	0.0442	28.5964	STORY2	510.311	14.22% > 5%
4	10.7680	0.0075	STORY3	495.6233	13.81% > 5%
5	0.0021	10.9759	STORY4	474.5577	13.22% > 5%
6	0.0276	0.2119	STORY5	408.638	11.39% > 5%
7	5.4790	0.0000	STORY6	402.6594	11.22% > 5%
8	0.0002	5.1536	STORY7	331.5223	9.24% > 5%
$\sum \alpha_i \geq 90\%$	94,5416	95,3716	Σ	3587.6707	

IV.2.4 Proposition de variante

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, nous serons ramenés à comparer les périodes propres aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et toute en prenant en considération les caractéristiques du site.

Notre variante que nous avons analysée comporte des voiles de **20cm**.

1. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale

➤ Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7.1** on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.4 : Mode de vibration et participation massique

Mode	Period (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ	Nature
1	0.7220	77.9870	0.0568	77.9870	0.0568	0.3522	0.3522	Translation X
2	0.5197	0.2335	50.3696	78.2204	50.4264	28.6089	28.9611	Translation Y
3	0.5069	0.0442	28.5964	78.2646	79.0227	49.8686	78.8297	Rotation
4	0.2064	10.7680	0.0075	89.0326	79.0302	0000	78.8298	Translation X
5	0.1578	0.0021	10.9759	89.0348	90.0061	0.2162	79.0459	Translation Y
6	0.1505	0.0276	0.2119	89.0624	90.2180	10.6404	89.9863	Rotation
7	0.1006	5.4790	0.0000	94.5414	90.2180	0.0025	89.9888	Translation X
8	0.0824	0.0002	5.1536	94.5416	95.3716	0.0035	89.9924	Translation Y
9	0.0778	0.0249	0.0054	94.5664	95.3770	5.0023	94.9984	Rotation

Commentaire

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.7220 \text{ sec}$)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,677 \text{ sec}$)

- La période fondamentale $T_{dyn} = 0.7220 \text{ sec}$
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.7220 \text{ sec} < 1.3 (0,677) = 0,880 \text{ sec} \Rightarrow \dots\dots\dots CV$

➤ Modes de vibrations obtenus

- **1^{er} mode** : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l’axe **XX’** de période $T_1=0.7220 \text{ sec}$ et un coefficient de participation modale égale à 77.9870%

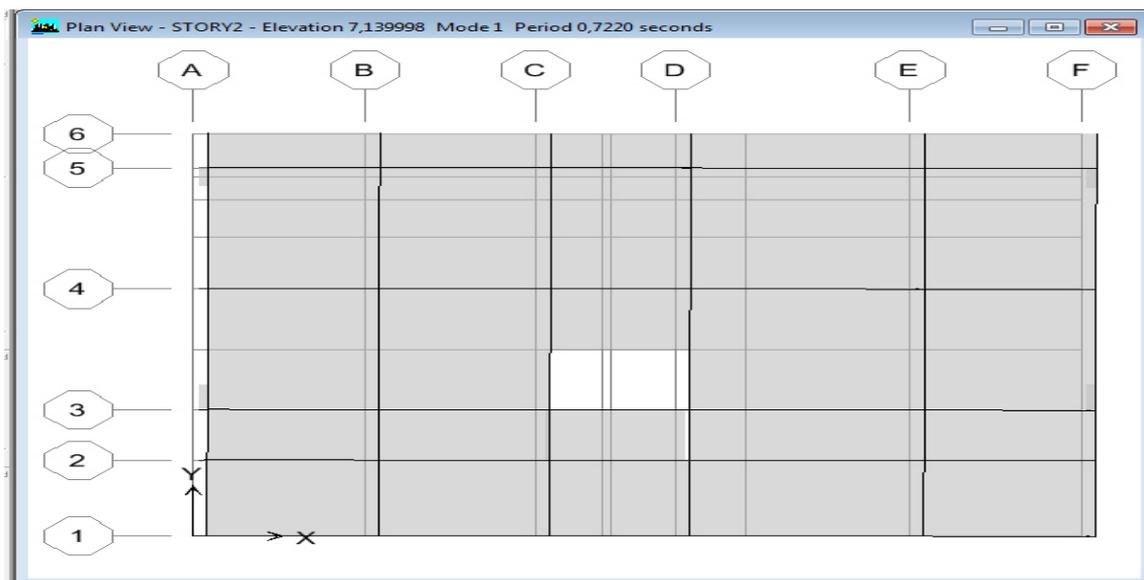


Figure IV.6 : Vu en plan et en élévation mode 01

- **2^{ème} mode** : Le 2^{ème} mode est une translation suivant l'axe **YY'** de période **$T_2 = 0.5197$ sec** et un coefficient de participation modale égale à **50.4264 %**

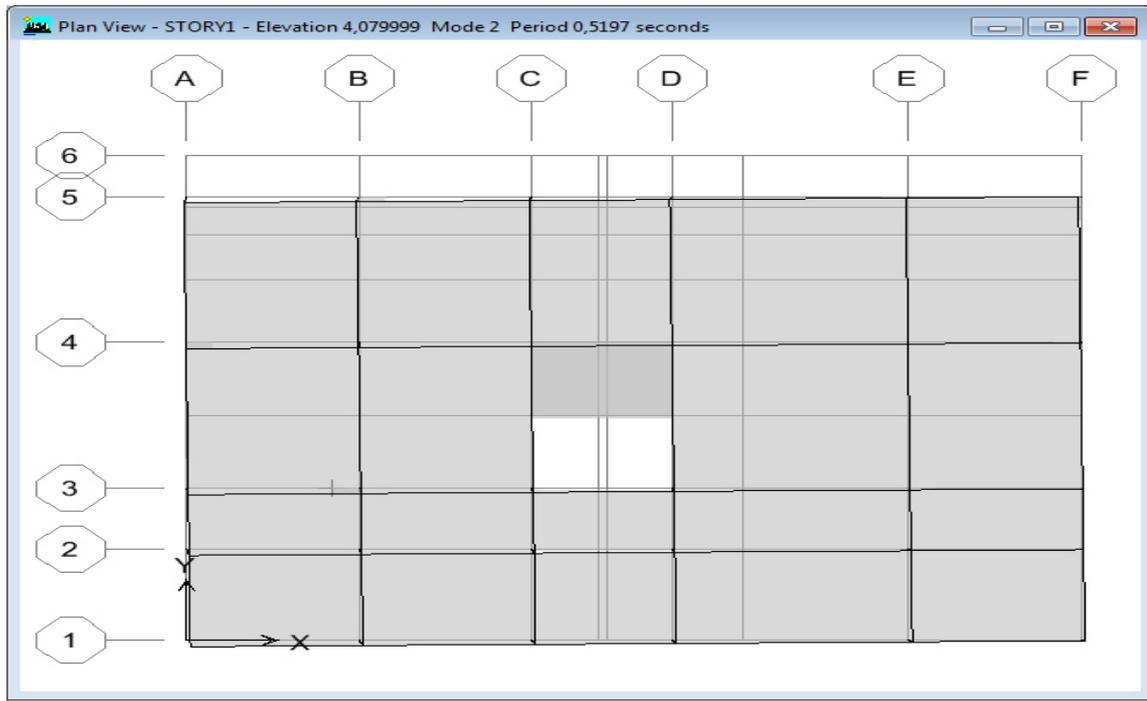


Figure IV.7 : Vu en plan et en élévation mode 02

- **3^{ème} mode** : La 3^{ème} mode est une torsion de période **$T_3 = 0.5069$ sec** et un coefficient de participation modale égale à **0.0442 %** selon (x-x) et **28.5964%** selon le sens (y-y).

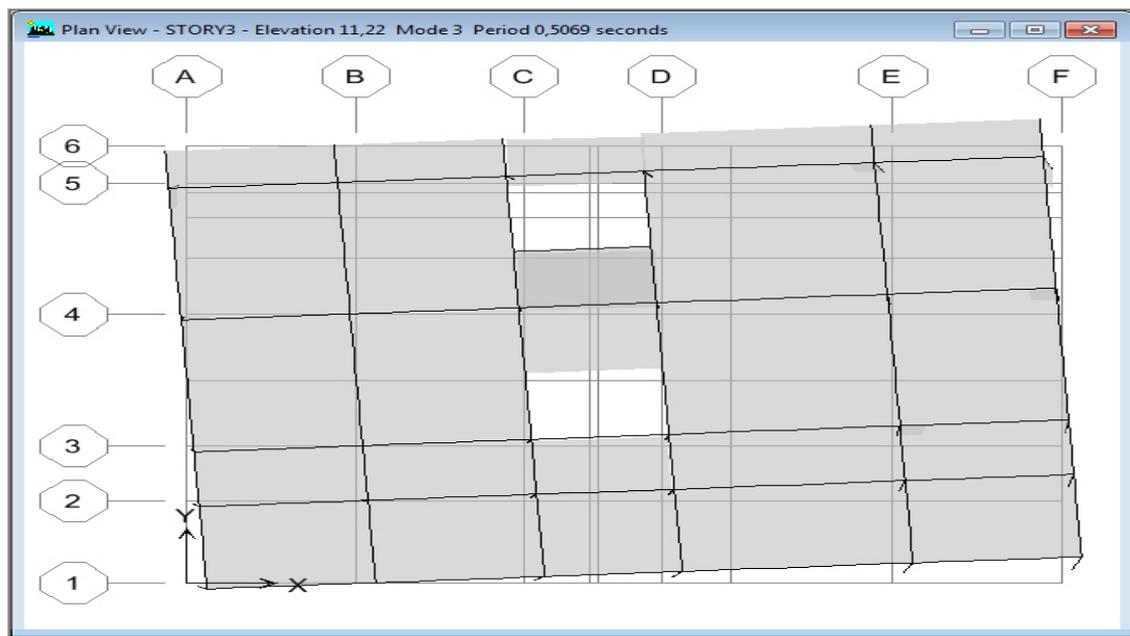


Figure IV.8 : Vu en plan et en élévation mode 03

Conclusion

Le 1er et le 2ème mode sont des translations suivant les axes (XX') et (YY') successivement. Le 3ème mode c'est un mode de torsion.

Le nombre de modes à considérer est de **9 modes** (participation modale des neuf modes est de 95.3716 %).

IV.2.5 Justification du système de contreventement « détermination du R »

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

- **Sous charges verticales**

Tableau IV.5 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niveau 1	24907.04	28057.85	47.03 %	52.97 %

- **Sous charges horizontales**

Tableau IV.6 : Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ %	F ₂ %	F ₁ %	F ₂ %
Niveau 1	3010.73	696.41	764.79	181.2	79.74 %	79.35 %	20.26 %	20.65%

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant X.

F₂ : La charge horizontale suivant Y.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

IV.2.6 Calcul de l'effort tranchant modal à la base (D'après le RPA99/V 2003)

L'effort tranchant modal à la base donne par la formule suivante :

$$V_i = S_a/g \alpha_i W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

- **Sens XX**

Tableau IV.7 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Period (s)	S _a /g	α _i (%)	W(KN)	V _i (KN)
1	0.7220	0.095	77.9870	35876.707	265802.091
2	0.5197	0.119	0.2335	35876.707	996.888
3	0.5069	0.121	0.0442	35876.707	191.875
4	0.2064	0.142	10.7680	35876.707	54857.491
5	0.1578	0.142	0.0021	35876.707	10.698
6	0.1505	0.142	0.0276	35876.707	140.607
7	0.1006	0.157	5.4790	35876.707	30861.25
8	0.0824	0.162	0.0002	35876.707	1.162
9	0.0778	0.164	0.0249	35876.707	146.506
∑ α_i(%) = 94,5665					

• Sens YY

Tableau IV.8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période (s)	Sa/g	αi(%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0.7220	0.095	0.0568	35876.707	193.590
2	0.5197	0.119	50.3696	35876.707	215044.35
3	0.5069	0.121	28.5964	35876.707	124139.304
4	0.2064	0.142	0.0075	35876.707	38.208
5	0.1578	0.142	10.9759	35876.707	55916.639
6	0.1505	0.142	0.2119	35876.707	1079.522
7	0.1006	0.157	0.0000	35876.707	0.000
8	0.0824	0.162	5.1536	35876.707	29952.859
9	0.0778	0.164	0.0054	35876.707	31.772
			∑ αi(%) = 95.377		

IV.2.7 Combinaisons des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement **ξ_i**, **ξ_j** sont considérés comme indépendant si le rapport

r = T_i/T_j avec **T_i ≤ T_j** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8.5 \% \Rightarrow r \leq 0.541$$

1) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{..(1)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{E} : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ \mathbf{E}_i : \text{valeur modale de E selon la mode « i ».} \\ \mathbf{K} : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

2) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Tableau IV.9 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période T(s)	r=Ti/Tj	$10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	Observation
1	0.7220	0.7198	0.541	CNV
2	0.5197	0.9753	0.541	CNV
3	0.5069	0.4071	0.541	CV
4	0.2064	0.7645	0.541	CNV
5	0.1578	0.9537	0.541	CNV
6	0.1505	0.6684	0.541	CNV
7	0.1006	0.8190	0.541	CNV
8	0.0824	0.9441	0.541	CNV
9	0.0778	/	/	/

- **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} E_x = 3649.82 \text{ KN} & E_{x \text{ Etabs}} = 3591.93 \text{ KN} \\ E_y = 3522.62 \text{ KN} & E_{y \text{ Etabs}} = 3668.11 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend les valeurs trouvé dans l'ETABS ($E_{x \text{ Etabs}}$ $E_{y \text{ Etabs}}$).

IV.3 Méthode statique équivalente

IV.3.1 Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIb**.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

.Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2 $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

IV.3.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

D'après les calculs dans la méthode dynamique modale spectrale on a :

$$\begin{aligned} A &= 0.15 & \eta &= 0.82 & R &= 3.5 & h_N &= 29.24 \text{ m} \\ T_1 &= 0.15 \text{ s} & T_2 &= 0.4 \text{ s} & Q &= 1.20 \end{aligned}$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Rightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \Rightarrow \quad (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens longitudinale: $d_x = 32.26 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.469 \text{ s}$
- Sans transversale : $d_y = 15.00 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.769 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc :

$$\begin{cases} T_X = 0.469 \text{ s} \\ T_Y = 0.769 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0,4 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.4 \text{ s} \leq 0.469 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.4 \text{ s} \leq 0.769 \text{ s} \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.82 \times (0.4 / 0.469)^{2/3} = 1.844 \Rightarrow D_x = 1.844 \\ D_y = 2,5 \times 0.82 \times (0.4 / 0.769)^{2/3} = 1.326 \Rightarrow D_y = 1.326 \end{cases}$$

• **Poids total de la structure (W)**

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (**i**).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas :

$$\beta = 0,20.$$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$

$$\Rightarrow W_t = 35876.707 \text{ KN}$$

Tableau IV.10 : Résumé des résultats des paramètres calculés

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	Tx (s)	Ty (s)	η
Valeurs	0.15	1.844	1.326	1.20	3.5	35876.707	0.469	0.769	0.82

$$\text{Donc on a: } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \begin{cases} V_{X \text{ stat}} = 3402.34 \text{ KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 2446.58 \text{ KN.} \end{cases}$$

IV.4 Vérification des exigences de RPA99/2003

IV.4.1 Résultante des forces sismiques de calcul (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%

de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV.11 : Résultante des forces sismiques à la base

V statique(KN)	V Dynamique(KN)	80% V _{stat}	0.8 V _{stat} < V _{dyn}
3402.34	3591.93	2721.87	C.V
2446.58	3668.11	1957.26	C.V

• Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$\Rightarrow V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C.V$

IV.4.2 Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99 version 2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

Où ;

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{matrix} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{matrix} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)}$$

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **k** dans le sens **x** (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

- Sens longitudinal

Tableau IV.12 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X

Sens X-X								
Niveau	h_e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^k (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
Niveau 7	306	1.51	3.5	5.285	4.69	0.595	3.06	C.V
Niveau 6	306	1.34	3.5	4.69	4.06	0.63	3.06	C.V
Niveau 5	306	1.16	3.5	4.06	3.395	0.665	3.06	C.V
Niveau 4	340	0.97	3.5	3.395	2.765	0.63	3.40	C.V
Niveau 3	306	0.79	3.5	2.765	2.1	0.665	3.06	C.V
Niveau 2	340	0.6	3.5	2.1	1.505	0.595	3.40	C.V
Niveau 1	306	0.43	3.5	1.505	0.91	0.595	3.06	C.V
RDC	408	0.26	3.5	0.91	0.2975	0.6125	4.08	C.V

- Sens transversal

Tableau IV.13 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y

Sens Y-Y								
Niveau	h_e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^k (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
Niveau 7	306	1.37	3.5	4.795	4.13	0.665	3.06	C.V
Niveau 6	306	1.18	3.5	4.13	3.43	0.7	3.06	C.V
Niveau 5	306	0.98	3.5	3.43	2.835	0.595	3.06	C.V
Niveau 4	340	0.81	3.5	2.835	2.24	0.595	3.40	C.V
Niveau 3	306	0.64	3.5	2.24	1.68	0.56	3.06	C.V
Niveau 2	340	0.48	3.5	1.68	1.155	0.525	3.40	C.V
Niveau 1	306	0.33	3.5	1.155	0.686	0.469	3.06	C.V
RDC	408	0.196	3.5	0.686	0.2065	0.4795	4.08	C.V

- Commentaire

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.4.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

Tel que :
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau (K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	h_k (cm)	V_{kx} (KN)	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 7	3315.223	0.595	306	524.17	0.01229805	C.V
Niveau 6	4026.594	0.63	306	995.05	0.00833129	C.V
Niveau 5	4086.38	0.665	306	1385.85	0.006408	C.V
Niveau 4	4745.577	0.63	340	1779.36	0.00549091	C.V
Niveau 3	4956.233	0.665	306	2120.03	0.00508054	C.V
Niveau 2	5103.11	0.595	340	2392.85	0.00414682	C.V
Niveau 1	5062.121	0.595	306	2601.76	0.00378321	C.V
RDC	4581.469	0.6125	408	2737.54	0.00251241	C.V

Sens transversal

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Niveau	P _k (KN)	Δ _{ky} (cm)	h _k (cm)	V _{ky} (KN)	θ _{ky}	< 0.1
Niveau 7	3315.223	0.665	306	516.9	0.01393819	C.V
Niveau 6	4026.594	0.7	306	1025.78	0.00897967	C.V
Niveau 5	4086.38	0.595	306	1443.17	0.00550575	C.V
Niveau 4	4745.577	0.595	340	1836.24	0.00502522	C.V
Niveau 3	4956.233	0.56	306	2172.07	0.00417585	C.V
Niveau 2	5103.11	0.525	340	2448.73	0.00357546	C.V
Niveau 1	5062.121	0.469	306	2655.07	0.00292219	C.V
RDC	4581.469	0.4795	408	2775.68	0.00193983	C.V

• Commentaire

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.4.4 Vérification au renversement (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r, qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s, sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (M_s > M_r).

Avec

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i.

W_i : poids de niveau i.

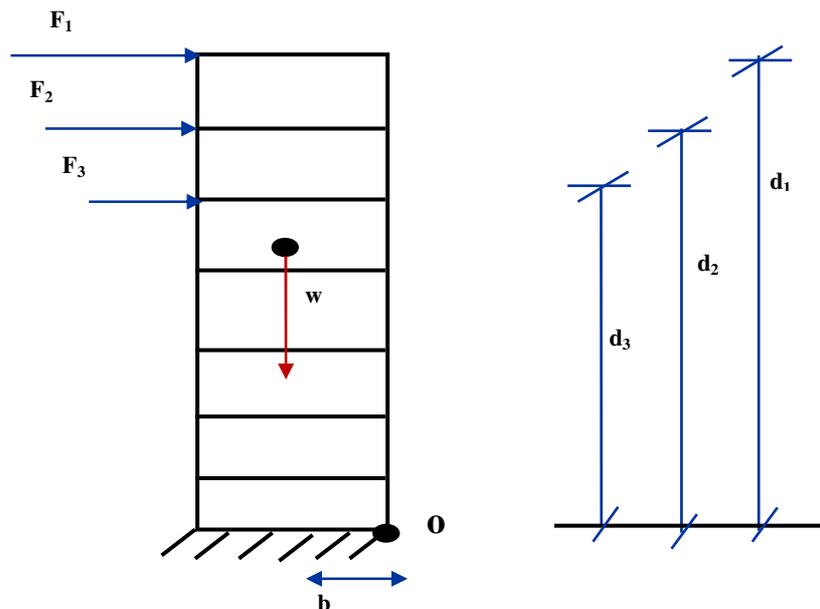


Figure IV.9 schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.4.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$T_x = 0,776 \text{ s} > 0,7$$

Donc :

$$F_{tx} = 0,07 T_x V_x = 0,07 \times 0,776 \times 2801,68 = 152,187 \text{ KN}$$

$$F_{tx} = 152,187 \text{ KN} < 0,25 V_x = 700,42 \text{ KN}$$

$$T_y = 0.701s > 0.7 s$$

Donc :

$$F_{ty} = 0,07 T_y V_y = 0.07 \times 0.701 \times 2825.79 = 138.662 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 138.662 \text{ KN} < 0,25 V_y = 706.45 \text{ KN}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - Ft**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i,j**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

SensXX		V _x = 2801.68 KN			V = Ft + ∑Fi = 2801.68 KN			
Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi x hi	Vx - Ftx	∑ wi x hi	(Vx- Ftx) x wi xhi	Fi (KN)	Vi (KN)
8	3315.223	26.18	86792.538	2649.5	86792.53	229956829,4	444,429	95,716
7	4026.594	23.12	93094.853	2649.5	179887.39	246654813	476,700	280.792
6	4086.38	20.6	84179.428	2649.5	264066.81	223033394,5	431,048	547.327
5	4745.577	16.66	79061.312	2649.5	343128.13	209472946,1	404,840	892.479
4	4956.233	13.6	67404.768	2649.5	410532.89	178588932,8	345,152	1297.319
3	5103.11	10.2	52051.722	2649.5	462584.62	137911037,4	266,535	1728.367
2	5062.121	7.14	36143.543	2649.5	498728.16	95762317,18	185,076	2205.067
1	4581.469	4.08	18692.393	2649.5	517420.55	49525495,25	95,716	2649.5
Somme	35876.707		/		Somme		2649.5	

Tableau IV.17 : Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens Y-Y

SensYY		Vy= 2825.79 KN			V = Ft + ∑Fi = 2825.79 KN				
Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi x hi	Vy -Fty	∑ wi x hi	(Vy- Fty) x wi x hi	Fi (KN)	Vi (KN)	
8	3315.223	26.18	86792.538	2687.13	86792.53	233222832,6	450,741	97,075	
7	4026.594	23.12	93094.853	2687.13	179887.39	250157972,3	483,471	284.779	
6	4086.38	20.6	84179.428	2687.13	264066.81	226201066,4	437,170	555.1	
5	4745.577	16.66	79061.312	2687.13	343128.13	212448023,3	410,590	905.154	
4	4956.233	13.6	67404.768	2687.13	410532.89	181125374,2	350,054	1315.74	
3	5103.11	10.2	52051.722	2687.13	462584.62	139869743,7	270,321	1752.91	
2	5062.121	7.14	36143.543	2687.13	498728.16	97122398,7	187,704	2236.38	
1	4581.469	4.08	18692.393	2687.13	517420.55	50228890	97,075	2687.13	
Somme	35876.707	/			Somme		2687.13		

Tableau IV.18 : Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y

Sens X-X

Niveau	Fi(KN)	di(m)	Mr= (di * Fi) KN.m
Niveau 8	444,429	26.18	11635,151
Niveau 7	476,700	23.12	11021,304
Niveau 6	431,048	20.06	8646,822
Niveau 5	404,840	16.66	6744,634
Niveau 4	345,152	13.6	4694,067
Niveau 3	266,535	10.2	2718,657
Niveau 2	185,076	7.14	1321,442
Niveau 1	95,716	3.06	292,890
Somme			47074,967

Sens Y-Y

Niveau	Fi(KN)	di(m)	Mr= (di * Fi) KN.m
Niveau 8	450,741	26.18	11800,399
Niveau 7	483,471	23.12	11177,849
Niveau 6	437,170	20.06	8769,630
Niveau 5	410,590	16.66	6840,429
Niveau 4	350,054	13.6	4760,734
Niveau 3	270,321	10.2	2757,274
Niveau 2	187,704	7.14	1340,206
Niveau 1	97,075	3.06	297,049
Somme			47743,573

- Calcul du centre de gravité de la structure

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 32.26 - 16.128 = \mathbf{16.132 \text{ m}} \\ b_y = L_y - Y_G = 15 - 9.863 = \mathbf{5.137 \text{ m}} \end{cases}$$

Tableau IV.19 : Vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	35876.707	16.132	578763.037	47074,967	12.29	CV
Sens YY	35876.707	5.137	184298.643	47743,573	3.86	CV

Commentaire

- Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

- L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.4.6 Vérification des sollicitations normales (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont

donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.20 vérification de l'effort normal

Niveau	Poteau	Section	N (KN)	v	Observation
Niveau 1	C6	70x70	2020.08	0.224	≤ 0.3 C.V
Niveau 2	C6	70x70	1590	0.177	≤ 0.3 C.V
Niveau 3	C6	70x70	1342.45	0.149	≤ 0.3 C.V
Niveau 4	C6	65x65	1102.34	0.176	≤ 0.3 C.V
Niveau 5	C6	65x65	878.57	0.174	≤ 0.3 C.V
Niveau 6	C6	65x65	671.4	0.179	≤ 0.3 C.V
Niveau 7	C6	65x65	431.09	0.192	≤ 0.3 C.V
Niveau 8	C6	65x65	197.04	0.088	≤ 0.3 C.V

- **Commentaire**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

V.1 Introduction

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre à tous genres de sollicitations.

Le calcul des sections sera fait selon les règles de calcul du béton armé :

CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissants, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Etude des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Le ferraillage des poutres sera déterminé à l'état limite ultime « E.L.U », puis vérifié à l'état limite de service « E.L.S ».

V.2.1 Les combinaisons de calcul

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillages sont imposées par le BAEL 91 et RPA 99 (Article : 5-2), de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

Tableau V.1 : Combinaisons de calcul

Etat limite	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effet du séisme

La combinaison (**1,35 G + 1,5Q**) nous permet de déterminer le moment maximum en travée. La combinaison (**G + Q ± E**) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison (**0.8 G ± E**) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où **M > 0** de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.

Remarque :

L'action due au vent n'est pas prise en compte, car elle est négligeable devant celle du séisme. Les efforts dus à la variation de la température sont négligeables puisque les dispositions constructives relatives aux distances entre les joints sont respectées.

V.2.2 Ferraillage des poutres

a. Recommandation du RPA99 pour le ferraillage des poutres

➤ Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1)

- **Le pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0,5\%$ de la section totale (bxh).

- **Le pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

- **Longueur minimale de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone **II-a**.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

➤ Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S. b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme

suite : - En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $S_t = \min (h / 4, 12 \text{ Ø}_l)$

Ø_l : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

b. Recommandation du BAEL 91

➤ **Armatures longitudinales**

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité,

comme suit : $A_s \geq A_{tmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d ; 40cm ; 15\phi_{1 \min} \neq 0) & \text{L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{cases}$$

➤ **Armatures transversales**

- **Volume relatif d'armatures**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec : A_t Droites $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Donc : } k=1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k$$

$$f_{ij}^* = \text{Min} \left\{ f_{ij} ; 3,3 \text{ MPa} \right\} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

- **Section minimale d'armature d'âme**

✓ Volume minimal d'armatures : $\rho_{tmin} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\}$

✓ Espacement maximale : $S_{tmax} = \text{Min} \left\{ 0,9d ; 40cm \right\}$

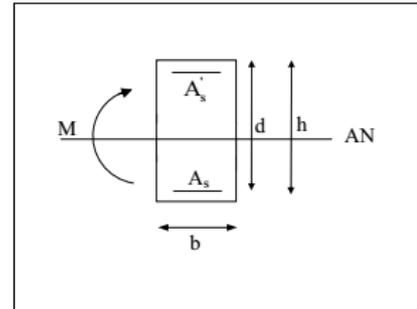
✓ Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

• Calcul des armatures

- Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$



- Calcul du moment réduit limite « μ_l »

$$A_s = \frac{M}{b d \sigma_{st}} \text{ tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a : FE400 et $\gamma_s = 1.15$ donc $\mu_l = 0.392$

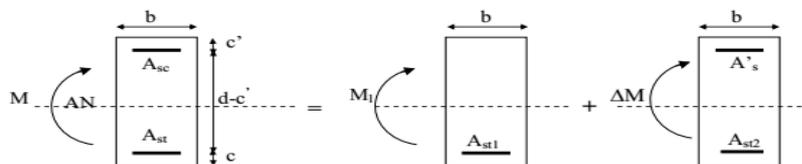
En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

\Rightarrow Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendues).

$\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



Le calcul se fera à l'ELU (flexion simple). Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

V.2.3 Exemple de calcul

Pour faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (05) zones :

- Le niveau (sous /sol-RDC-1-2) Zone 1
- Les niveaux (3-4-5-6-7) Zone 2

🚧 Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent

Tableau V.2 : Caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)
Poutre principale	45	35	3	40.5
Poutre secondaire	45	35	3	40.5

Tableau V.3 : Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle	fissuration
Béton	f_{c28} MPa	25	25	Peu préjudiciable
	γ_b	1,5	1,15	
	σ_b MPa	14,2	18.48	
Acier	f_e MPa	400	400	
	γ_s	1,15	1	
	σ_s MPa	348	400	

1) Calcul d'armatures longitudinales

❖ Poutres principales (35x45) cm² : La zone 1a) Condition de RPA₉₉/Version₂₀₀₃

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \times 35 \times 45 \rightarrow A_{\min} = 7.88 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \times 35 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \times 35 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 94.5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement).}$$

- Sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

• Ferrailage en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{154.255 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.19 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.19}}{0.8} = 0.27$$

$$A_{travée} = \frac{M_t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{154.225 \times 10^{-3}}{0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.27) \times 348} = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.36 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.586 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.057 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.057 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}}{0.8} = 0.07$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{46.586 \times 10^{-3}}{0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.07) \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_a = 2.41 \text{ cm}^2}$$

- **Sous la combinaison accidentelle (G+Q ± E)**

- **Ferrailage en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{125.757 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.15 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}}{0.8} = 0.2$$

$$A_{travée} = \frac{M_t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{125.757 \times 10^{-3}}{0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.2) \times 348} = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 9.69 \text{ cm}^2}$$

- **Ferrailage en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{125.787 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.15 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}}{0.8} = 0.2$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{125.757 \times 10^{-3}}{0.405 \times (1 - 0.4 \times 0.2) \times 348} = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_a = 9.69 \text{ cm}^2}$$

- Sous la combinaison accidentelle ($\pm 0.8GE$)

- Ferraillage en travée

$$A_{travée} = \frac{M_t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{99.102 \times 10^{-3}}{0.405 \times (1-0.4 \times 0.2) \times 348} = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8.29 \text{ cm}^2$$

- Ferraillage en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80.389 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.1 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}}{0.8} = 0.13$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_a}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{80.389 \times 10^{-3}}{0.405 \times (1-0.4 \times 0.13) \times 348} = 5.8 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.8 \text{ cm}^2$$

Tableau .V.4 : Ferraillage des poutres principales (35x45) cm²

	1.35G+1.5Q	G+Q±E	0.8G±E
M_t(KN.m)	154.255	125.757	99.102
M_A(KN.m)	46.586	125.757	80.389
A_t (cm²)	6.36	9.69	8.29
A_a(cm²)	2.41	9.69	5.8
A_{RPA}(cm²)	7.88	7.88	7.88
A_{BAEL}(cm²)	1.76	1.76	1.76
Choix des barres sur travée	3T12+3T14 =8.01cm ²	3T20+3T16 =15.46cm ²	6T16+3T14 =16.68cm ²
Choix des barres sur appui	3T12+3T14 =8.01cm ²	3T20+3T16 =15.46cm ²	6T16+3T14 =16.68cm ²

Conclusion

On adopte le même ferraillage sur tous les niveaux, notre choix des barres est le suivant :

Sur appui : 6T16+3T14

Sur travée : 6T16+3T14

b) Condition de non fragilité BAEL₉₉

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq A_{\min} = 1,71 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Poutres secondaires (35x45) cm² L(a zone 1)**

a) Condition de RPA₉₉/Version₂₀₀₃

$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \times 35 \times 45 \rightarrow A_{\min} = 7,88 \text{ cm}^2.$

$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \times 35 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$ (Zone courante).

$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \times 35 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 94,5 \text{ cm}^2$ (Zone recouvrement)

Tableau .V.5 : Ferraillage des poutres secondaires (35x45) cm²

	1.35G+1.5Q	G+Q±E	0.8G±E
M_t(KN.m)	67.245	171.059	157.491
M_A(KN.m)	43.566	116.388	120.045
A_t (cm²)	4.80	13.21	12.02
A_a(cm²)	3.06	8.06	8.90
A_{RPA}(cm²)	7.88	7.88	7.88
A_{BAEL}(cm²)	1.76	1.76	1.76
Choix des barres sur travée	3T12+3T14 =8.01cm ²	3T20+3T16 =15.46cm ²	6HA16 =12.06cm ²
Choix des barres sur appui	3T12+3T14 =8.01cm ²	3T20+3T16 =15.46cm ²	6HA16 =12.06cm ²

Conclusion

On adopte le même ferraillage sur tous les niveaux, notre choix des barres est le suivant :

Sur appui : 6T16+3T14

Sur travée : 6T16+3T14

2) Calcul d'armatures transversales

Le ferraillage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

❖ **Selon le BAEL91** : La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales **S_t ≤ min (0,9d ; 40 cm) ;**

On adopte les espacements suivants : **S_t = 15cm**

Donc :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

• Diamètre des armatures d'âme

• Pour les poutres principales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35}; 1.6; \frac{35}{10} \right) = 1.28 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

• Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35}; 1.4; \frac{35}{10} \right) = 1.28 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **Selon le RPA99** : La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0,003. S_t .b$$

• L'espacement maximal

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1, 30 \right)$

En zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

• Pour les poutres principales h = 45 cm :

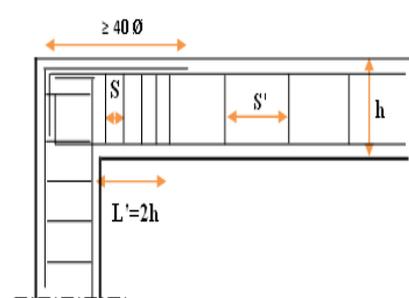
En zone nodale S_t = 10 cm.

En zone courante : ... S_t' = 15 cm.

• Pour les poutres secondaires h = 45cm :

En zone nodale S_t = 10 cm.

En zone courante : ... S_t' = 15 cm.



On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 > 0.525 \text{ cm}^2 .$$

$$S_{t_{adopté}} = \text{Min}\{ S_{t \text{ B.A.E.L.}} \cdot S_{t \text{ RPA}} \} \Rightarrow \begin{cases} \text{En zone nodale:} & \mathbf{S_t = 10 \text{ cm.}} \\ \text{En zone courante :} & \mathbf{S_t' = 15 \text{ cm}} \end{cases}$$

Le choix des barres est le suivant : 4HA8 A_t = 2.01cm²

On aura un cadre et un étrier de diamètre « HA8 ».

• **Recouvrement des barres longitudinales**

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone II_a est :

$$L_r = 40 \phi_l$$

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
ϕ 12	50
ϕ 14	60
ϕ 16	65

• **Longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$**

	PP (35 x 45)	PS (35 x 45)
L' (cm)	90	90

3) **Vérifications**

1) **La condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2)**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable dans chaque zone.

🔧 **Exemple de calcul**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ **Poutres principales**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 136.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{136.37 \times 10^3}{35 \times 40.5 \times 10^2} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.96 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

❖ **Poutres secondaires**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 136.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{136.37 \times 10^3}{35 \times 40.5 \times 10^2} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.96 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Vérification de l'adhérence**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3.14 \times (6 \times 1.6 + 3 \times 1.4) = 43.332$$

$$\tau_{se} = \frac{136.37}{0.9 \times 40.5 \times 43.332 \times 10^{-2}} = 0.86 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Contraint de compression dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Moment statique au niveau de l'axe neutre : On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$ et $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$

• **En travée**

$$M_{ser} = 122.33 \text{ KN.m}$$

$$Y=17.95\text{cm} I=158898.8824\text{cm}^4 K = 0.77$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0.77 \times 17.95 = 0.14\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

- Aux appuis

$$M_{ser} = 22.12 \text{ KN.m}$$

$$Y=17.95 \text{ cm} I=158898.8824 \text{ cm}^4 K = 0.24$$

$$\sigma_{bc} = K.y_1 = 0.24 \times 17.95 = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

NB : Le même résultat pour les Poutres secondaires (Condition vérifiée).

➤ **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPA}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée
Avec :

A_s : section d'armature tendu correspondant

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

❖ **Poutre principale : 45x35 cm²**

h= 45 cm hauteur de la section

$$\left[\begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,092 > 0,063) \dots\dots\dots \text{C. vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,092 < 0,1) \dots\dots\dots \text{C. N. vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,01176 > 0,011) \dots\dots\dots \text{C. N. vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut vérifier la flèche

🚧 **Calcul de la flèche**

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

Avec :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.16 + 1.5 \times 2.5 = 10.72 \text{ KN/ml}$$

E : Module de YOUNG du béton armé = 32164.2 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 35 \times 45 + 15 \times 16.68 = 26271 \text{ cm}^2$$

$$S/xx = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + A_s d) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d = \frac{35 \times 45^2}{2} + 15 \times 16.68 \times 40.5 = 45570.6 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{45570.6}{26271} = 1.74 \text{ cm} \quad V_2 = h - V_1 = 45 - 1.74 = 43.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2 = \frac{35}{3} \times (1.74^3 + 43.26^3) + 15 \times 16.68 \times (43.26 - 3.5)^2$$

$$I_0 = 1340101.542 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.72 \times 4.90^4}{384 \times 32164.2 \times 10^3 \times 1340101.542 \times 10^{-8}} = 0.00019 \text{ m} = 0.019 \text{ cm}$$

On a $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$

$$f = 0.019 \text{ cm} < \bar{f} = 0.98 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

❖ **Poutre secondaire : 45x35 cm²**

h= 45 cm hauteur de la section

$$\left[\begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,083 > 0,063) \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,083 < 0,01) \dots\dots\dots \text{C. N. vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,011760,0 > 11) \dots\dots\dots \text{C. N. vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut vérifier la flèche

🚧 **Calcul de la flèche**

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

Avec :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.16 + 1.5 \times 2.5 = 10.72 \text{ KN/ml}$$

E : Module de YOUNG du béton armé = 32164.2 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 35 \times 45 + 15 \times 16.68 = 26271 \text{ cm}^2$$

$$S / xx = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + A_s d) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d = \frac{35 \times 45^2}{2} + 15 \times 16.68 \times 40.5 = 45570.6 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S / xx}{B_0} = \frac{45570.6}{26271} = 1.74 \text{ cm} \quad V_2 = h - V_1 = 45 - 1.74 = 43.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2 = \frac{35}{3} \times (1.74^3 + 43.26^3) + 15 \times 16.68 \times (43.26 - 3.5)^2$$

$$I_0 = 1340101.542 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.72 \times 5.36^4}{384 \times 32164.2 \times 10^3 \times 1340101.542 \times 10^{-8}} = 0.00027 \text{ m} = 0.027 \text{ cm}$$

On a $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{536}{500} = 1.072 \text{ cm}$

$$f = 0.027 \text{ cm} < \bar{f} = 1.072 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

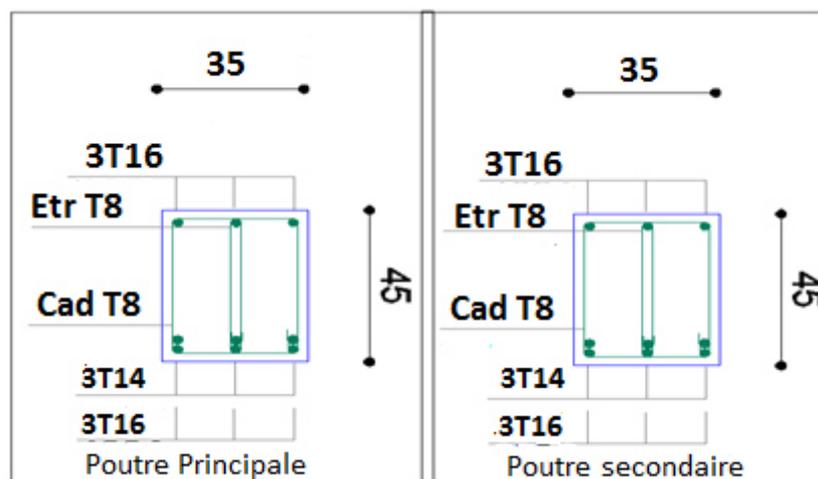


Figure V.1 : Schémas de ferraillage des poutres

V.3 Etude des voiles

V.3.1 Introduction

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique

- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges), et à des forces horizontales dues au séisme (cisaillement). Ce qui nécessitera la disposition du ferraillage suivante :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Pour cela, nous avons divisé notre structure en cinq zones de calcul :

- ✓ Le niveau (sous /sol-1-2) Zone 1
- ✓ Les niveaux (3-4-5-6-7) Zone 2

V.3.2 Les combinaisons d'action

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

Les réglementations en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exigent les combinaisons ci-contre :

1) Etat limite ultime

- Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**
- Situation accidentelle : **G + Q ± E, 0,8 ± E**

2) Etat limite de service (G + Q)

V.3.3 Recommandations de RPA99/v.2003

1) Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de **20%**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de **L/10** dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à **15 cm**.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

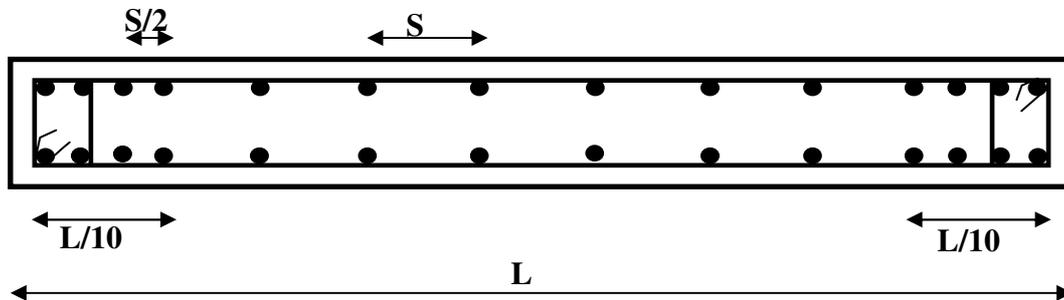


Figure V.2 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

2) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3) Règle communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile)
- $S \leq 30 \text{ cm}$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à **0,15%** de la section
- En zone courante égale à **0,10%** de la section

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

4) Armatures transversales

- 5) Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

6) Armature de potelet

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

7) Armature de couture

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{V} = 1,4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.4 Ferrailage des voiles

1) Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1 (y-y) ; Zone I) de ($L = 0.75\text{m}$; $e = 0.2\text{ m}$).

$N=4076.9\text{KN}$; $M=217.6\text{KN.m}$; $B=L \times e=0.75 \times 0.20=0.15\text{m}^2$.

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 0.75^3}{12} = 0,007 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.38 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-4076.9}{0,15} + \frac{217.6 \times 0.38}{0.007} = 15366.76 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-4076.9}{0,15} - \frac{217.6 \times 0.38}{0,007} = -38991.9 \text{ KN / m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{38991.9}{15366.76 + 38991.9} \times 0.75 = 0.54 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{38991.9}{2} \times 0,20 \times 0.54 = 21055.63 \text{ KN}$$

➤ Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{21055 \cdot 63}{400} = 52,64 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ cm}^2 / 2 / L = \frac{A_v \times L}{2 \times L_T} = \frac{52,64 \times 75}{2 \times 54} = 36,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale selon le BAEL**

$$A_{\min} = \max \left(0,5\% \times B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(0,5\% \times 1500; \frac{1500 \times 0,21}{40} \right) = \max (7.5; 7.87)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 7.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale selon RPA**

$$A_{RPA} = 0,20\% \times e \times L_T = 0,20\% \times 20 \times 54 = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{sv} = \max (A_v; A_{\min RPA}; A_{\min BAEL}) = \max (36.56; 2.16; 7.87) \Rightarrow A_{sv} = 36.56$$

Le ferraillage adopté : **25HA14=38.48cm²** par nappe sur toute la longueur de voile

➤ **Espacement**

En zone courante :

$$S_t \leq \min (1,5 \times e; 30 \text{ cm}) \text{ on prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 7 \text{ cm.}$$

➤ **Armature horizontale**

D'après le BAEL

$$A_{HBAEL} = \frac{A_v}{4} = \frac{38.48}{4} = 9.62 \text{ cm}^2$$

D'après RPA

$$A_{HRPA} = 0,15\% \times B = 0,15\% \times 1500 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{HV} = \max (A_{HBAEL}; A_{HRPA}) \Rightarrow A_{HV} = \max (9.62 \text{ cm}^2; 2.25 \text{ cm}^2)$$

$$\Rightarrow A_{HV} = 9.62 \text{ cm}^2.$$

Le ferraillage adopté est : **15HA10=11,78cm²** par nappe avec un espacement de : **S_t=20cm**

➤ **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

• **Selon le RPA**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** (Article 7.7.2) à :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{e \times d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 734,26}{0,2 \times 0,9 \times 3,8} \times 10^{-3} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow C.V.$$

• Selon le BAEL

$$\tau = \frac{V}{e \times d} = \frac{3800}{0,2 \times 0,9 \times 75} \times 10^{-3} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5} = 2,5; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow C.V.$$

➤ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{428,94}{1500 + (15 \times 38,48)} \times 10 = 2,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} \Rightarrow C.V.$$

2) Conclusion de ferraillage

Les sollicitations et le ferraillage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Ferraillage verticale du voile type 1									
		N_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	σ₁ (KN/m ²)	σ₂ (KN/m ²)	nature	L_T (m)	F (KN)	Av (cm ²)
1	N_{max}	2480	580.53	15366.76	38991	S.E.T	0.54	21055.63	36.56
	N_{min}	-570.54	478.69	243.80	-1745.22	S.P.C	3.33	581.90	8.29
	M_{max}	-1076.34	3847.754	6577.71	-9410.19	S.P.C	2.24	2104.69	44.7
2	N_{max}	-2225.03	23.658	-2878.52	-2976.82	S.E.T	3.8	2225.03	27.81
	N_{min}	-268.1	404.554	487.72	-1193.25	S.P.C	2.7	321.87	5.67
	M_{max}	-986.42	3587.645	6155.54	-8751.48	S.P.C	2.23	1952.33	41.57

Tableau V.7 : Choix des barres du voile type 1

Zone	Choix des barres / nappe											
	A_v (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix	St (cm)	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
1	40.70	8.92	39.9	40.70	46.18	46.18	15	07	11,56	11.78	15T10	20
2	41.57	8.92	39.9	41.57	43.10	43.10	15	07	11,40	11.78	15T10	20

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=0.75m)

Voile type 1		
Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau < \bar{\tau}$		
Zone	01	02
V_{max}	734.26	794.17
τ_{RPA}	1.5	1.63
$\bar{\tau}$ (RPA)	5	5
τ_{BAEL}	1.087	1.16
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5	2.5
Vérification	CV	CV
Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$		
N_{ser}	1816.39	1628.17
A_s	46.18	43.10
σ_{bc}	2.19	2.34
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15
Vérification	CV	CV

Tableau V.9 : Ferraillage verticale du voile type 2

		N_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_T (m)	F (KN)	A_v (m ²)
1	N_{max}	-1784.08	27.2	-3437.6	-3698.72	S.E.T	2.5	1784.08	22.30
	N_{min}	-635.17	159.866	-504.18	-2038.90	S.E.T	2.5	635.17	7.95
	M_{max}	-1527.74	995.776	1724.24	-7835.20	S.P.C	2.05	1605.49	24.49
2	N_{max}	-1527.74	995.776	1724.24	-7835.20	S.P.C	2.05	1605.49	24.49
	N_{min}	-468.28	136.691	-316.44	-1628.68	S.E.T	2.5	468.28	6.08
	M_{max}	-1253.51	719.338	945.80	-5959.84	S.P.C	2.16	1285.89	18.62

Tableau V.10 : Choix des barres du voile type 2

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix	St (cm)	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
1	24.49	8.2	26.25	26.25	27.71	18T14	15	07	7.5	7.85	10T10	20
2	25.36	5.12	26.25	26.25	27.71	18T14	15	07	7.5	7.85	10T10	20

Tableau .V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=1m)

Voile type 2		L =1m	
Zone	01	02	
V_{max}	236.7	190.97	
τ_{RPA}	0.74	0.60	
$\bar{\tau}$ (RPA)	5	5	
τ_{BAEL}	0.526	0.42	
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5	2.5	
Vérification	CV	CV	
N_{ser}	1302.16	1207.34	
A_s	27.71	27.71	
σ_{bc}	2.4	2.23	
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	
Vérification	CV	CV	

Tableau V.12 : Ferraillage verticale du voile type 3

		N_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_T (m)	F (KN)	A_v (m ²)
1	N_{max}	-2314.45	477.562	-2053.16	-4037.49	S.E.T	3.8	2314.45	28.93
	N_{min}	-380.25	259.96	39.75	-1040.41	S.P.C	3.66	380.81	4.94
	M_{max}	-609.28	2587.833	4574.70	-6178.07	S.P.C	2.18	1348.87	29.35
2	N_{max}	-2128.66	303.467	-2170.38	-3431.36	S.E.T	3.8	2128.66	26.61
	N_{min}	-519.28	269.214	-123.95	-1242.57	S.E.T	3.8	519.28	6.49
	M_{max}	-2011.98	2747.023	3059.77	-8354.45	S.P.C	2.78	2323.66	39.68

Tableau V.13 : Choix des barres du voile type 3

Zone	Choix des barres / nappe											
	A_v (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix	St (cm)	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
1	29.35	8.72	39.9	39.9	40.02	26T14	15	07	11.4	11.78	15T10	20
2	39.68	11.12	39.9	39.9	40.02	26T14	15	07	11.4	11.78	15T10	20

Tableau .V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement et de béton dans les voiles (L=0.6m).

Voile type 3	L =0.6m		e = 0.2 m
Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau < \bar{\tau}$			
Zone	1	2	
V_{max}	640.18	714.24	
τ_{RPA}	1.31	1.46	
$\bar{\tau}$ (RPA)	5	5	
τ_{BAEL}	0.94	1.04	
$\bar{\tau}$ (BAEL)	2.5	2.5	
Vérification	CV	CV	
Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$			
N_{ser}	1669.77	1557.52	
A_s	40.02	40.02	
σ_{bc}	2.04	1.9	
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	
Vérification	CV	CV	

3) Schéma de ferraillage

On prend un exemple de ferraillage pour le voile type 3 de S/SOL :

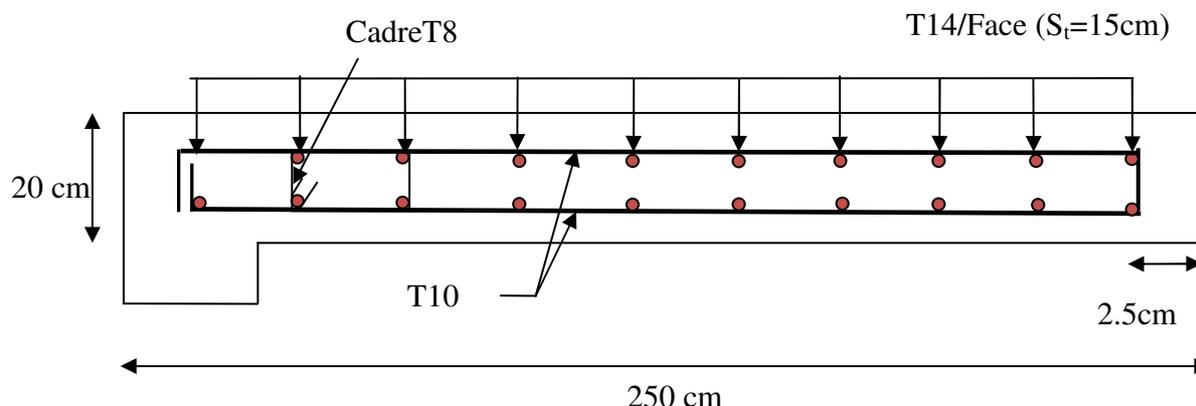


Figure V.3. : Schéma de ferraillage du voile.

V.4. Etude des poteaux :

V.4.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

V.4.2. Ferraillage des poteaux

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée à l'ELU. La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort correspondant.

1) Caractéristiques des matériaux

Tableau .V.15. Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

2) Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 (Situations durables)

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

- Selon RPA99 (situations accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E. \end{cases}$$

3) Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone 01** : Sous /sol, RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage : Poteaux (70x70).
- **Zone 02** :: 3^{eme} , 4^{eme} ,5^{eme} ,6^{eme} et 7^{eme} : **Poteaux (65x65).**

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel ETABS, puis elles seront triées par EXCEL pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Situation durable (1.35G+1.5Q)

Tableau .V.16. Ferraillage des poteaux sous combinaisons durables

	N _{max} M _{corr}		N _{min} M _{corr}		M _{max} N _{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	3008,39	58,2	77,26	18,1	560,35	2709,42
Ferraillage (cm²)	0		0		0	
Zone 02	1575,36	77,31	33,16	131,28	951,98	972,83
Ferraillage (cm²)	0		854,7		0	

Situation accidentelle (0.8G±E)

Tableau .V.17. Ferraillage des poteaux sous combinaisons accidentelles 0.8G±E

	N _{max} M _{corr}		N _{min} M _{corr}		M _{max} N _{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	1756,29	26,64	46,7	10,69	920,66	4002
Ferraillage (cm²)	0		0		0	
Zone 02	920,14	371,3	190,3	76,02	63,4	438,5
Ferraillage (cm²)	0		0		0	

b. Situation accidentelle (G+Q±E)

Tableau .V.18. Ferraillage des poteaux sous combinaisons accidentelles (G+Q±E)

	N _{max} M _{corr}		N _{min} M _{corr}		M _{max} N _{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Zone 01	2222,19	414, 3	569,8	13,37	569,8	115,25
Ferraillage (cm²)	0		0		0	
Zone 02	1163,77	51,66	24,56	96,83	707,6	717,92
Ferraillage (cm²)	0		0		0	

4) Calcul des armatures longitudinales

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- Le ferraillage minimal d'après CBA93

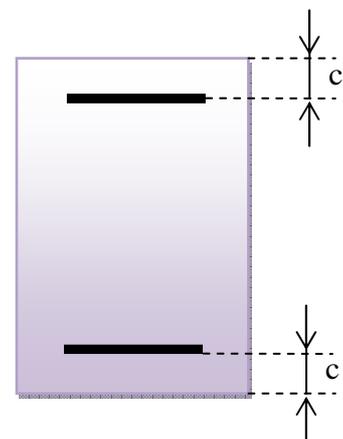
Ferraillage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

- Recommandations du «BAEL91»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)



❖ **Recommandations du «RPA 99/v.2003»**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferraillage maximum sera de :
 - **3%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- Le diamètre minimum est de **12 mm**

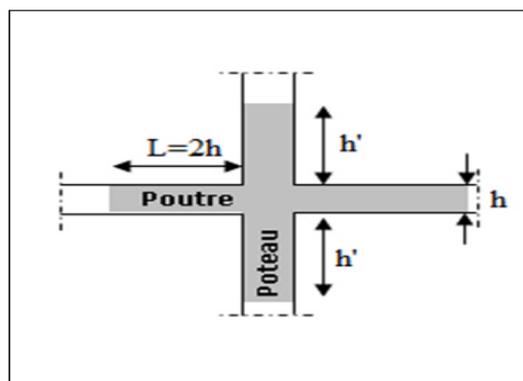


Figure V.4. Zone nodale

Tableau .V.19. Zone nodale

Poteau	Section (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{max} (cm ²)
		BAEL91	BAEL91	CBA93	RPA99	(Z Nodale) RPA99	(Z Courante) RPA99
Zone 1	70x70	9,8	245	5.10	33.8	126.75	253.5
Zone 2	65x65	8,45	211,25	4, 35	28.8	108	216

🔧 **Exemple de calcul**

a. Ferraillage longitudinal

Soit un poteau de **Zone 01 (70x70) cm²** (Situation accidentelle)

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$L = 3.4\text{m.}$$

$$f_{bu}=14.2\text{Mpa.}$$

$$M_{\max} = 920,66\text{KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = 4002 \text{ KN.}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_u=M/N=0.23 \text{ m}$$

$$e_a = e_0+(d-h/2)=0.23+(0.405-0.7/2)=0.29 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A=N \times e_a= 4002 \times 0.29 =1160.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} =0.8h/d(1-0.4h/d) =0.43$$

$$\mu_{bu} =M_A/bd^2f_{bu}=0.11$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple**

$$M_u=35.001 \Rightarrow M_s=25.519$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{35.001}{25.519} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.37 + 49 \times 25 - 3050) 10^{-4} = 0.289$$

$$\mu_{bu} = 0.182 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées)} A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.289 \Rightarrow \text{Méthodes simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.405(1 - 0.6 \times 0.182) = 0.361$$

$$A = \frac{M_A}{Z_b f_{ed}} = \frac{191.2 \times 10^{-3}}{0.361 \times 348} \times 10^4 = 15.22 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée**

$$A_u=A-N/f_{ed}=1.82 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\text{min(RPA)}}).$$

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.20. Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	Combinaison	A _{CAL} (cm ²)	A _{CNF(CBA)} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferraillage choisi
Zone 01	70x70	Durable	0	5.10	33.8	37.7	12HA20
		Accidentelle	0				
Zone 02	65x65	Durable	0	4.35	28.8	37.7	12HA20
		Accidentelle	0				

- **Longueur de recouvrement (RPA99/V2003 art (7.4.2.1))**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 40\phi$

Pour :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40 ϕ
ϕ 20	80
ϕ 16	64
ϕ 12	48

b. Ferraillage transversales

- **Calcul des armatures transversales**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture

par effort tranchant, il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :** $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa $t=10$
- **Dans la zone courante :** $t' \leq 15\phi$ en zone IIa $t'=10$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ **0.3%**.
- Si $\lambda_g \geq 3$ **0.8%**.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « **a** » et « **b** », dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et « **L_f** » longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum de **10 ϕ_t** .

- **Zone 01 :**

$$\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times 3.4 / 0.7 = 3.4 \quad V_u = 26.41 \text{ KN}$$

donc: $\rho_a = 3.75$

$$A_t = 0.76 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **6HA8 = 3.02cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

On à $3 < 3.4 < 5$ Après interpolation

$$\Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.36 \%$$

$$A_{t \min} = 0.0036 \times 70 \times 10 = 2.52 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adopté}} = 3.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à **135°** ayant une longueur de **10φ_t = 8cm**

- **Zone nodale**
 - $\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times 3.4 / 0.7 = 3.4$ $V_u = 26.41 \text{ KN}$

donc $\rho_a = 3.75$

$$A_t = 0.76 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6HA8 = 3.02 cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

On à $3 < 3.4 < 5$ Après interpolation

$$\Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.36 \%$$

$$A_{t \min} = 0.0036 \times 70 \times 10 = 2.52 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adopté}} = 3.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

des crochés à **135°** ayant une longueur de **10φ_t = 8cm.**

- **Choix des armatures**

Tableau .V.21. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

ZONE COURANTE						
Zone	Section (cm ²)	A _t calculé Les cadres doivent être fermés par (cm ²)	A _{t(min)} (cm ²)	Choix des armatures	A _t adopté (cm ²)	St (cm)
Zone 1	(70x70)	0.76	2.52	6T8	3,02	15
Zone 2	(65x65)	0.85	2.16	6T8	3,02	15

Tableau .V.22. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

ZONE NODALE						
Zone	Section (cm ²)	A _t calculé (cm ²)	A _{t(min)} (cm ²)	Choix des armatures	A _t adopté (cm ²)	St (cm)
Zone 1	(70x70)	0.76	2.52	6T8	3,02	15
Zone 2	(65x65)	0.85	2.16	6T8	3,02	15

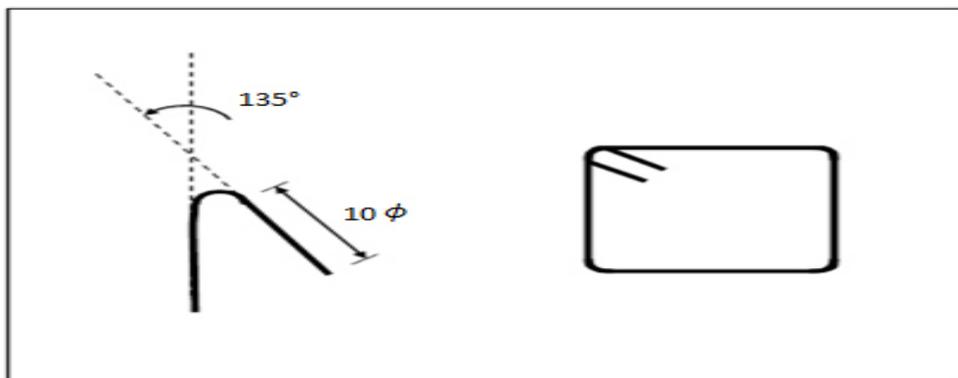


Figure V.5. Détail des armatures transversales

V.4.3. Vérifications diverses

1) Vérification du poteau à l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux

[RPA art 7.4.3.2].

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau .V.23.Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	Effort tranchant (KN)	ρ_d	d	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
(70x70)	53.22	0.04	58.5	0.14	1.00	Ok
(65x65)	54.06	0.04	54	0,167	1.00	Ok

2. Vérification des contraintes

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

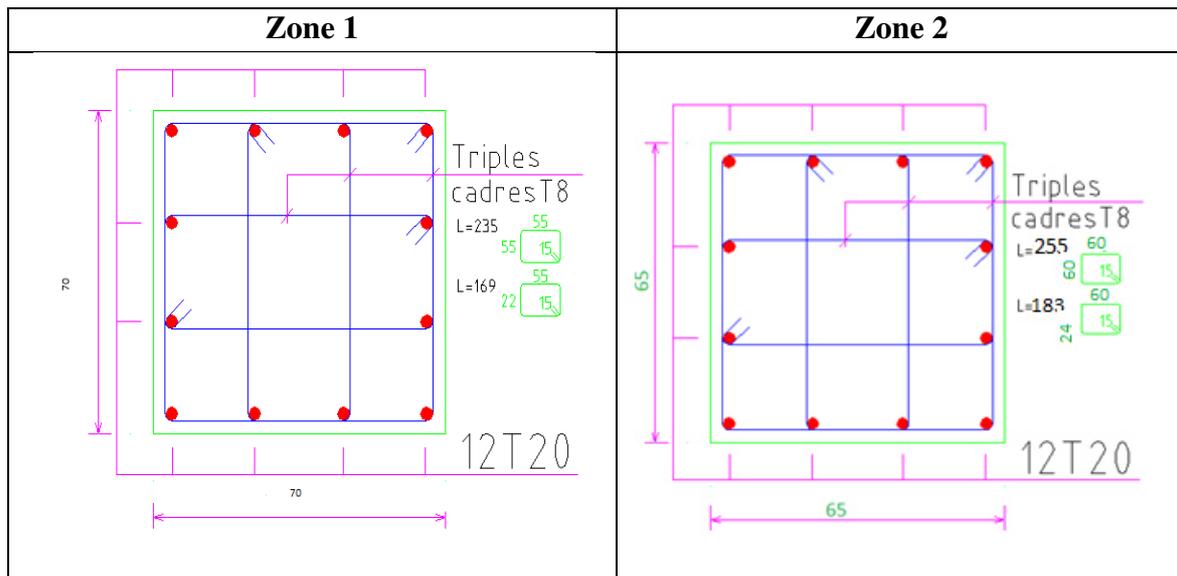
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau .V.24. Vérification des contraintes dans le béton

Section	N_{ser} (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	vérification
(70x70)	1594.91	37.7	4225	3.33	15	Conditions Vérifiées
(65x65)	1369.7	37.7	3600	3.29	15	

Figure V.6 .Schémas de ferrailage des sections des poteaux.



Conclusion

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés à la flexion composée.

Le ferrailage adopté selon la section d'armature calculer et celui donnée par le **RPA99/2003**.

Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA99/2003** est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On déduit que le **RPA99/2003** favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand elles ont été ferrillées à la flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS**

Les voiles de contreventement on été calculé à la flexion composée en utilisent les sollicitations qui donnent la section la plus important.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA99/2003** et le **BAEL91/99**.

VI.1 Introduction

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux). On distingue trois types de fondations :

1. Fondations superficielles

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

2. Fondations semi-profondes

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

3. Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

VI.2. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur **02** bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de 2 à 4m.

VI.3. Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

Des sollicitations dues au sol : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, Remblais). Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser

le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.4. Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification de la surface de la semelle par la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 39155.11 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{SOL}} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$S \geq \frac{39155.11 \times 10^{-3}}{0.20} = 195.77 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 300 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{195.77}{300} \times 100 = 65.25 \%$$

• Conclusion

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

VI.5. Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

A la base du bâtiment : (depuis l'ETABS)

$$N_{ser} = 39155.11 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{radier} \geq N / \bar{\sigma}_{adm} = 195.77 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de **300 m²**.

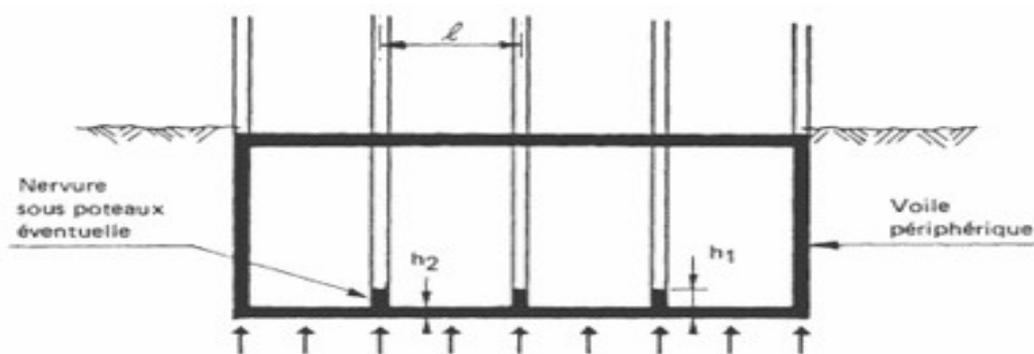


Figure VI.1. Schéma du radier nervuré

VI.6. Pré dimensionnement de la dalle

VI.6.1 Condition forfaitaire

$$\frac{L_x}{35} \geq h_2 \geq \frac{L_x}{30}$$

Telle que : $L_x = 5.20 \text{ m}$ entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a : $14.85 \text{ cm} < h_2 < 17.33 \text{ cm}$.

On choisit $h_2 = 15 \text{ cm}$.

VI.6.2 Condition de résistance au cisaillement

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93[4], la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\tau_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad} \times b \times 0.9h_2} \leq 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times b \times 0.15 f_{cj}}$$

On a : $N_u = 53652.753 \text{ KN}$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5.20 m. $b = 1 \text{ m}$

$$h_2 \geq \frac{53652.753 \times 10^3 \times 5.20 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 195.77 \times 1 \times 0.15 \times 25 \times 10^6} = 31.08 \text{ cm}$$

On prend : $h_2 = 40 \text{ cm}$

VI.6.3 Calcul du débordement D

$$D \geq \text{Max} (h_2/2, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ Soit : } D = 50 \text{ cm}$$

D'où : $S_r = S_{bat} + D \times P$

S_r : Surface de radier.

S_{bat} : Surface totale de bâtiment. P : le périmètre de bâtiment.

$$S_r = 300 + 0.5 \times 70 = 335 \text{ m}^2 \text{ On prend } S_r = 340 \text{ m}^2$$

VI.7. Pré dimensionnement de la nervure

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

➤ Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5.2}{10} = 0.52 \text{ m}$$

➤ Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[3]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$.

I : inertie de la section du radier $I = bxh^3/12$

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K = 4000 \text{ t/m}^2$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m .

D'où :

$$h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.20^4 \times 4000}{3.21 \times 10^6 \pi^4}} = 0.76 \text{ m}$$

On adopte : $h_1 = 1 \text{ m}$

VI.7.1 Vérification au poinçonnement (Art A.5.2 4 BAEL91)

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au Poinçonnement par l'effort tranchant, Cette vérification s'effectue comme suit:

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots(1)$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité =2192.43KN

$$\mu_c = 2(a + h) = 2(5.2 + 1) = 12.4cm$$

$$0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 \times 12.4 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 9300 KN$$

Donc la condition (1) vérifiée.

VI.7.2 Vérification au non soulèvement (l'effet de sous pression)

La condition à vérifier est :

$$W \geq S_r \times F_s \times \gamma \times Z \dots\dots(2)$$

$F_s = 1.5$ Coefficient de sécurité

$\gamma = 1t/m^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 2.0m$: Hauteur d'ancrage du radier

Avec : $W = W_{bat} + W_{rad}$

$$= 40227.77 + 3531.6 = 43759.37KN$$

$$S_r \times F_s \times \gamma \times Z = 1.5 \times 340 \times 10 \times 2 = 10200KN$$

Donc la condition (2) vérifiée.

VI.7.3 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

➤ Méthode de calcul

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91

- Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

- Moment en travée : $M_{tx}=0.75 M_x$; $M_{ty}=0.75 M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=0.5 M_x$; $M_{ay}=0.5 M_y$

- ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{53652.753}{340} = 157.80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{39155.11}{340} = 115.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité :

➤ ELU : $\nu = 0$

Tableau VI.1 : Calcul des efforts à L'ELU

L_x	L_y	L_x / L_y	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
4.80	5.20	0.92	0.0384	167.12	125.34	83.56	0.9545	159.52	119.64	79.76

➤ ELS : $\nu = 0.2$

Tableau VI.2 : Calcul des efforts à L'ELS

L_x	L_y	L_x / L_y	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
4.80	5.20	0.92	0.0457	145.24	108.93	72.62	0.9694	140.8	105.6	70.4

Suite à l'analyse des deux tableaux précédents le panneau travaille dans les deux sens

VI.7.4 Calcul des sections d'armatures

$$b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=0.9 \times h=36\text{cm}$$

➤ **En appuis**

$$\mu_b = \frac{M_{at}}{b \times d^2 \times f_{bc}} ; A_s = \frac{M_{at}}{Z \times d \times f_e / \gamma_s}$$

➤ **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} ; A_s = \frac{M_{ut}}{Z \times d \times f_e / \gamma_s}$$

Avec : $f_{bc} = 14.16\text{MPa}$; $f_e = 400\text{KN}/\text{m}^2$; $\gamma_s = 1.15$

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

$$A_s = \max \left\{ 0.23 \times \frac{f_{i28}}{f_e} ; \frac{bd}{1000} \right\} \text{ avec : } f_{i28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

1. Le ferrailage à L'ELU

Tableau VI. 3: Ferrailage du radier a L'ELU

	Sens x		Sens y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u	83.56	125.34	79.76	119.64
μ_b	0.045	0.068	0.043	0.065
α	0.058	0.088	0.055	0.084
Z(m)	0.351	0.347	0.352	0.348
$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	24.79	37.62	23.60	35.81
$A_{s(\text{min})}(\text{cm}^2/\text{ml})$	12.07	12.07	12.07	12.07
Choix (armature)	8HA20	12HA20	8HA20	12HA20
$A_{s(\text{choix})}(\text{cm}^2/\text{ml})$	25.13	37.70	25.13	37.70

2. Le Ferrailage à L'ELS

Tableau VI.4 : Ferrailage du radier a L'ELS

	Sens x		Sens y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_s (KN.m)	72.62	108.93	70.4	105.6
μ_b	0.039	0.059	0.038	0.058
α	0.049	0.076	0.048	0.075
Z(m)	0.353	0.349	0.353	0.349
A_s (cm ² /ml)	21.43	32.51	20.77	31.52
$A_{s(\min)}$ (cm ² /ml)	12.7	12.7	12.7	12.7
Choix (armature)	8HA20	12HA20	8HA20	12HA20
$A_{s(\text{choix})}$ (cm ² /ml)	25.13	37.70	25.13	37.70

VI.7.5 Vérification la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} < \overline{\tau_u}$$

$$Vu = \frac{q_u \times l_{\max}}{2} = \frac{157.80 \times 520}{2} = 410.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{451.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} > \tau_u = 1.14 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

VI.7.6 Les armatures transversales

Espacement :

D'après le BAEL91 l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\phi_l ; 40\text{cm} ; a + 10\text{cm}\} = \min\{15 \times 2 ; 40\text{cm} ; 30 + 10\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 30\text{cm} \Rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

ϕ_l : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : Le plus petit cote des dimensions transversales du poteau.

VI.8 Etude du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 m.

a. Ferrailage du débord

$b=1m ; h=0.4m ; d=0.34m ; L=0.5m$

$q_u=157.80KN/m$

$q_{ser}=115.16KN/m$

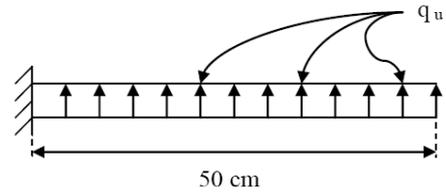


Fig VI. 2. Poussée des terres sur le débord

- Calcul à l'ELU

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{157.8 \times 0.5^2}{2} = 1972.5 KG.m$$

Tableau VI.5 : Ferrailage du débord à L'ELU

M_u (KN.m)	μ_b	α	Z(m)	A_s (cm ²)
23	0.13	0.016	0.358	6.13

- Calcul à l'ELS

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{115.16 \times 0.5^2}{2} = 1439.5 KG.m$$

Tableau VI.6 : Ferrailage du débord à L'ELS

M_u (KN.m)	μ_b	α	Z(m)	A_s (cm ²)
7	0.009	0.01A	0.358	4.95

b. Condition de non fragilité

$A_s \geq A_{s \min}$

tel que : $A_{s \min} = 0.23.b.d.f_{tj}/f_e \Rightarrow A_{s \min} = 4.34 m^2$

$A_s = \max (A_{s \min} ; A_{sult} ; A_{s_{ser}}) = 6.13cm^2$

Choix des barres du débord : 6HA14 ($A_s=9.23cm^2$)

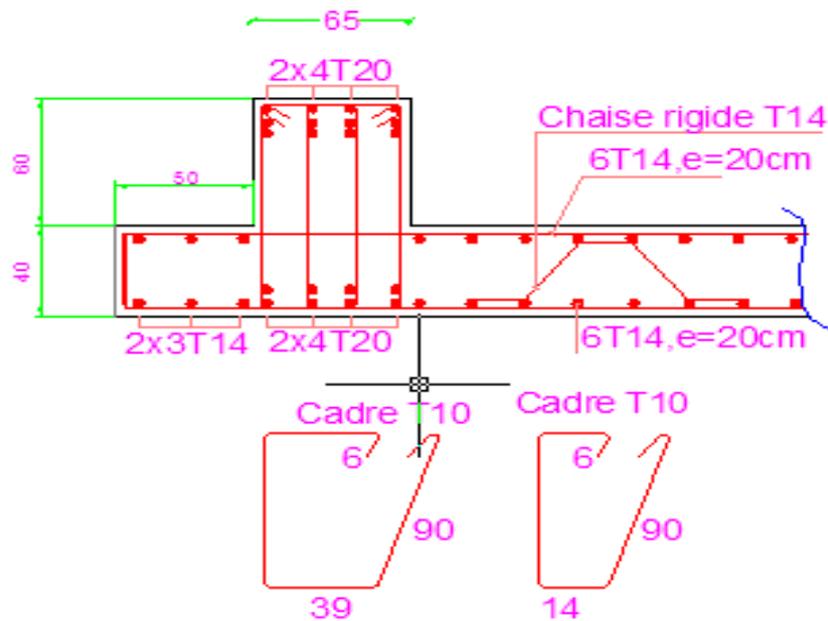


Figure VI. 3. Schéma de ferrailage du radier nervuré.

VI.9 Calcul du voile périphérique

VI.9.1 Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (art-10-12)[2], le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le voile pourra être considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, encastré en pied et articulé en tête.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ Kkn/m}^2$
- γ : poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/M}^3$
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : coefficient de poussée des terre $K_a = \text{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} ; \frac{\varphi}{2} \right]$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \text{ avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2 \left[45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right] = \text{tg}^2(27.5^\circ) = 0.271$$

VI.9.2 Le dimensionnement du voile périphérique

D'après le RPA.99 [2] ; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15 cm .on adopte 20 cm

Calcul des charges

a) Poussée des terres

$$P_1 = k_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

avec : P_1 :poussé des terres

γ : poids spécifique des terres

h : hauteur du voile = 3,88m

$$P_1 = 0.271 \times 1.7 \times \frac{3.88^2}{2} = 3.46 \text{ t/ml}$$

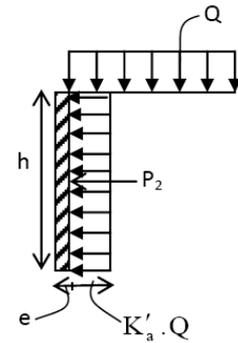


Figure VI. 4. Poussée de la

b) Poussée supplémentaire due au surcharge

$$P_2 = k_a' \cdot \phi \cdot h = 0.271 \times 0.25 \times 3.88 = 0.26 \text{ t/ml s}$$

Le diagramme des pressions correspondent à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $k_a' \cdot \phi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) La charge pondérée

$$Q = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 1.35 \times 3.46 + 1.5 \times 0.26 = 5.06 \text{ t/ml}$$

VI.9.3 Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 440$$

$$L_y = 470$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{440}{470} = 0.93 > 0.4$$

La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} a = 0.83 \\ v = 0(E.L.U) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0.0428 \times 5.06 \times 4.4^2 = 4.19 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0.8450 \times 4.19 = 3.54 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 3.14t.m$$

$$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 2.65t.m$$

Sens x

$$M_{tx} = 3.14t.m; h = 20cm; d = 0.9h = 18cm$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd \cdot \sigma_{bc}} = \frac{31400}{100(18)^2 \cdot 14.16} = 0.068 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.088$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.36cm$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 5.19cm^2 / ml$$

Sens y

$$M_{ty} = 2.65t.m; d_y = 18cm$$

$$\mu = 0.057; \alpha = 0.073; Z = 17.47cm$$

$$A_y = 4.35cm^2 / ml$$

VI.9.4 Condition de non fragilité

Sens y d'après RPA99 [2]

$$A_{ymin} = 0.10\% \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 18 = 1.8 cm^2 / ml$$

$$\text{Et d'après B.A.E.L.91 [2]} \quad A_{ymin} = 8h_0 = 8 \times 0.20 = 1.44cm^2 / ml$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{calculée}, A_{min R.P.A99}, A_{min B.A.E.L.91}\}$

$$A_{adoptée} = \max\{4.35, 1.8, 1.44\} = 4.35cm^2 / ml$$

On prend : 4t12/ml, $A = 4.52 cm^2$, espacement $S_T = 25cm$.

Sens x

$$A_{XMIN} = 1.8cm^2 / ml$$

$$A_{XMIN} = A_{yMIN} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1.44 \left(\frac{3 - 0.93}{2} \right) = 1.49cm^2 / ml$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{5.19, 1.8, 1.49\}$

$$A_{adoptée} = 5.19cm^2 / ml$$

On prend : 4T14/ml ; $A = 16 cm^2$; espacement $S_T = 25cm$

VI.9.5 Les vérifications

1) Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 5.06 \times \frac{4.4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.93}{2}} = 7.59$$

$$\tau_{\mu} = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{7.59 \times 10^4}{100 \times 18 \times 10^2} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu \text{ lim } i} = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.07 \times 25 / 1.5 = 1.17 \text{ MPa.}$$

La dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2) Vérification des contraintes à L'E.L .S

$$q_{ser} = p_1 + P_2 = 3.46 + 0.26 = 3.72 \text{ t / ml}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 3.72 \times 0.0428 \times (4.4)^2 = 3.08 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 2.60 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 2.31 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 2.31 \text{ t.m}$$

Sens x

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.16}{100 \times 18} = 0.0034$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

D'Après le tableau 10-IX page 146 de BAEL 91 modify et après l'interprétation :

$$K=0.02802$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = k \overline{\sigma}_s = 0.02802 \times 201.63 = 5.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

Sens y

$$\rho = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025$$

$$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

D'Après le tableau 10-IX page 146 de BAEL 91 modify et après l'interprétation :

$$K=0.0209$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = k \overline{\sigma}_s = 0.0209 \times 201.63 = 4.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

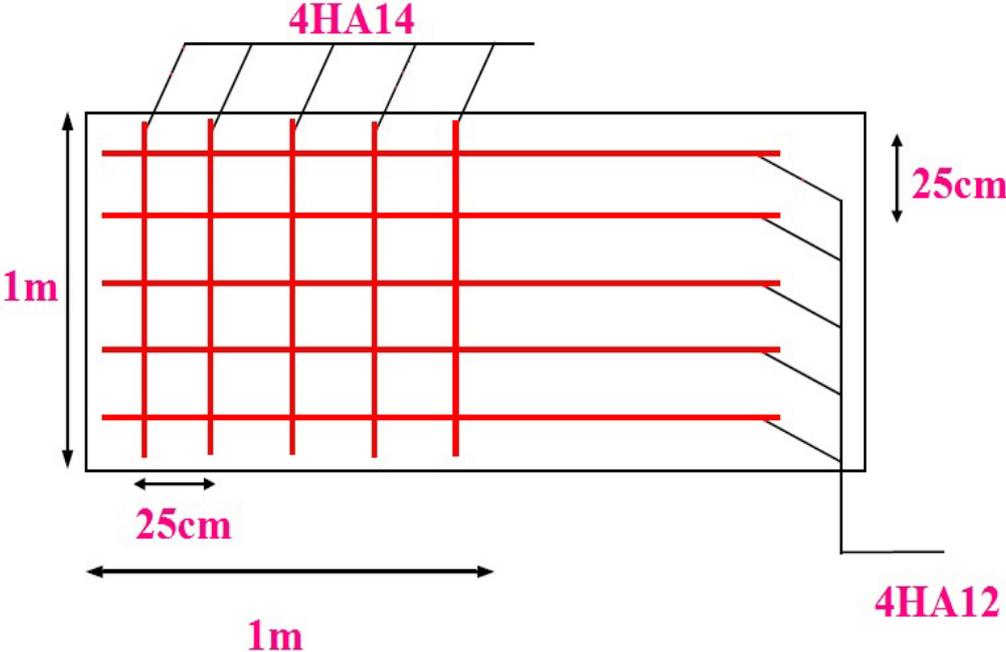


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de voile Périphérique

Conclusion

En plus de toutes les connaissances que nous a apporté cette formation d'ingénieur en génie civil, ce mémoire nous a permis d'améliorer nos connaissances en terme de calcul et pratique.

Cette expérience nous a aidé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Il est important de signaler que cette étude nous a donné une bonne maîtrise des sujets de génie civil, ainsi d'affranchir la vie professionnelle avec un bagage nécessaire pour assurer une bonne fonction.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livres :

- Calcul des ouvrages en béton armé.....BELAZOUGU.
- Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA.
- Formulaire du béton armeVICTOR DAVIDOVICI.
- Conception et calcul des structures de bâtimentHENRY THONIER.
- Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI.
- Pratique de BAEL91Jean Perchat –Roux

Cours :

- Béton armé.....FT
- Dynamique des structures.....FT
- Cours de bâtimentFT
- Résistance des matériaux..... FT

Logiciels :

- ETABS V 9.7.4.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2015.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte
- SOCOTEC.....calcul le ferrailage
- RDM 6calcul des moments et des efforts