



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la  
Recherche Scientifique  
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut de Sciences et de la Technologie  
Département de **Sciences et de la Technologie**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme  
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par : **BAALOUL ABDELFATAH et  
DJARANE AMAR**

*Thème*

---

**Influence de la variation de la section des poteaux sur le  
comportement des structures en béton armé**

---

**Devant le Jury :**

DJEFFAL HOUCINE	Examineur	MAA	CU-Tissemsilt
BESSEGHIR ABDERAHMANE	Examineur	M.C.A.	CU-Tissemsilt
BOUBEKEUR TOUFIK	Encadreur	M.C.A.	CU-Tissemsilt

**Année universitaire : 2019-2020**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# DEDICACE

C'est avec un très grand honneur que nous dédions ce modeste travail aux Personnes les plus chères au monde, nos chers parents pour leurs amour et bonté et que sans eux nous n'aurions jamais pu atteindre notre objectif, que Dieu nous les gardes.

À...

- Nos parents
- Nos sœurs
- Tous nos amis
- Tous ceux qui ont nous aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.
- Toute la promotion 2019/2020 de la filière Génie Civil.

Abdelfettah et Amar



# REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous sommes très reconnaissants à notre Dieu de nous avoir guidés pour une fin réussie de notre travail. Rien de tout cela n'aurait été possible sans son aide notre Dieu merci pour l'occasion.

Dans le cadre de la réalisation de ce mémoire, un certain nombre de personnes ont contribué de façon ou d'autre, nous tenons à les reconnaître :

Nous tenons à exprimer nous profonde gratitude et nos remerciements à notre encadreur Dr. **BOUBEKEUR TOUFIK**, Maitre de conférence à l'institut des sciences et technologies, pour le sujet qu'il nous a proposé et nous a dirigés ainsi que pour sa disponibilité et pour tous les moyens mis à notre disposition pour l'élaboration de ce mémoire. La plupart de ce projet n'aurait pas été réalisé sans son aide et ses conseils.

Nous voudrions adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants à l'institut des sciences et technologies au CENTRE UNIVERSITAIRE DE TESSIMSILT

Nous tenons aussi à remercier les **membres du jury** pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

Enfin, nous remercions à tous qui ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

# المخلص

شهد بناء المباني الخرسانية المسلحة تطورا كبيرا في الجزائر. تعمل مختبرات البحث الإنشائي على تطوير نماذج تصميم جديدة ، بهدف تحسين السلوك الميكانيكي والزلالي للمنشآت ، خاصة في المناطق ذات الزلازل العالية.

الهدف من هذه المذكرة هو دراسة تأثير تغيير مساحة الاعمدة على أداء المباني الخرسانية المسلحة و خاصة المباني . استعملنا ثلاث مساحات للاعمدة . هذا سيجعل من الممكن العثور على المساحة الأكثر كفاءة من وجهة نظر المقاومة الميكانيكية الزلزالية.

# Résumé

La construction des bâtiments en béton armé a connu un développement considérable en Algérie. Les laboratoires de recherche dans les structures, travaillent sur le développement des nouveaux modèles de conception, dans le but d'améliorer les comportements mécaniques et sismiques des structures, surtout dans les zones de forte sismicité.

L'objectif de ce mémoire de fin de cycle est d'étudier l'influence de la variation de la section des poteaux sur les performances des structures en béton armé plus particulièrement les bâtiments. Trois sections des poteaux sont utilisées. Ceci permettra de trouver la section la plus efficace du point de vue résistance mécanique sismique.

**MOTS-CLES :** Bâtiment, poteau, poutre, résistance mécanique, résistance sismique.

# Abstract

The construction of concrete buildings has known a considerable development in Algeria .the research laboratories in the constructions, work on developing new models of conception in order to improve mechanical and seismic behavior of structures, especially in intense seismic zones.

The goal of this graduation note is to study the variation of Column section influence on the performance of concrete construction, three section of Column are used. This allows finding the most efficient section in terms of seismic mechanical resistance.

**Key words:** Structure, column, beam, mechanical, resistance, seismic resistance.

# TABLE DES MATIERES

Page de garde .....	I
Dédicace .....	II
Remerciement .....	III
Résumé .....	IV
Abstract.....	V
Table des matières.....	VI
Liste des tableaux.....	XIII
Liste des figures .....	XV
Introduction générale .....	1

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul :**

Présentation de l'ouvrage .....	4
I.2.Données du site.....	4
I.3.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans) .....	4
I.3.1.Dimensions en élévation .....	4
I.3.2.Dimensions en plan .....	4
I.4. Ossature et système constructif adopté.....	6
I.4.1. Ossature .....	6
I.4.2.Les Plancher.....	6
I.4.3.Maçonnerie .....	6
I.4.3.1.Murs extérieurs .....	6
I.4.3.2. Murs intérieurs .....	6
I.4.4.Revêtement.....	7



I.4.5. Isolation.....	7
I.4.6. Terrasse .....	7
I.4.7. Escaliers .....	7
I.4.8. Voiles.....	7
I.4.9. Balcon.....	7
I.4.10. Acrotère .....	7
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol.....	8
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	8
I.6.1. Béton.....	8
I.6.1.1. Les matériaux composant le béton.....	8
I.6.1.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton .....	8
I.6.2. Aciers de construction .....	13
I.6.2.1. Diagramme déformation- contrainte .....	13
I.6.2.2. Contrainte Limite des aciers.....	14
I.6.2.2.1. Contrainte de calcul à ELUR .....	14
I.6.2.2.2. État limite de service.....	15
I.6.2.2.3. Allongement de rupture .....	15
I.7. Hypothèses de calcul.....	15
I.7.1. États limite ultime de résistance .....	15
I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R .....	15
I.7.3. Règles des trois pivots .....	16
I.7.4. États limite de service.....	17
I.7.5. Hypothèses de calcul à E.L.S.....	17
I.7.6. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	18
I.8. Conclusion .....	18

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement et Evaluation des Charges et des Surcharges :**

II.1. Introduction .....	20
--------------------------	----

II.2. Pré dimensionnement du plancher .....	20
II.2.1 Planchers à corps-creux .....	20
II.2.2. Les poutrelles (les nervures) .....	21
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	22
II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible .....	22
II.3.2. plancher étage courant :( habitation) .....	23
II.3.3. maçonnerie .....	24
II.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	25
II.4.1.Les poutres .....	25
II.4.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales .....	26
II.4.1.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires .....	26
II.4.2.Pré-dimensionnement des poteaux .....	27
II.4.2.1.Descente de charge .....	28
II.4.2.2.vérification de la section du poteau (Au flambement, selon RPA.....	36
II.4.3.Pré-dimensionnement du voile.....	39
II.5 Conclusion.....	40

### **Chapitre III : Etude des Eléments Secondaires :**

III.1.Acrotère .....	42
III.1.1.Introduction .....	42
III.1.2.Principe de calcul....	42
III.1.3.Evaluation des charges .....	43
III.1.4.Détermination du ferrailage .....	44
III.2.Les escaliers .....	44
III.2.1.Définition générale .....	44
III.2.2.Composition d'un escalier .....	44
III.2.3.Dimensionnement d'escalier.....	45
III.2.4.Ferrailage d'escalier .....	46
III.2.5.Vérification a l'ELS .....	49

III.3.Les balcons.....	49
III.3.1.Introduction .....	49
III.3.2.Etude Des Balcons.....	50
III.4.Etude des planchers .....	52
III.4.1.Dimensionnement des poutrelles .....	53
III.4.2.Vérifications de l'influence de l'effort tranchant .....	60
III.5.Conclusion .....	60

### **Chapitre IV : Etude des éléments structuraux :**

IV.1.ETUDE SISMIQUE.....	62
IV.1.1.Introduction.....	62
IV.1.2.L'étude dynamique.....	62
IV.1.2.1.Objectif de l'étude dynamique .....	62
IV.1.2.2. Modélisation de la structure .....	62
IV.1.2.3.Modélisation de la structure étudiée .....	62
IV.1.3. Présentation du logiciel ETABS.....	63
IV.1.4. Combinaison D'action.....	63
IV.1.5.Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques .....	63
IV.1.5.1.Méthode statiques équivalent .....	64
IV.1.5.1.1.Principe de la méthode .....	64
IV.1.5.1.2.Modélisation.. .....	64
IV.1.5.1.3.Domaine d'application .....	64
IV.1.5.2.Méthode d'analyse modale spectrale .....	65
IV.1.5.2.1.Principe de la méthode .....	65
IV.1.5.2.2.Modélisation.. .....	65
IV.1.5.2.3.Domaine d'application .....	65
IV.1.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .....	65
IV.1.5.4.Choix de la méthode de calcul.....	65
IV.1.6.Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	66

IV.1.7.Disposition des voiles.....	66
IV.1.8.Spectre de réponse de calcul.....	67
IV.1.9.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	68
IV.1.9.1Le facteur d'amplification dynamique moyen D.....	68
IV.1.9.2Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique .....	69
IV.1.9.3Condition sur la période fondamentale .....	70
IV.1.9.4 Résultante des forces sismiques de calcul .....	70
IV.1.10Caractéristiques Géométriques .....	71
IV.1.10.1.Centre de masse.....	71
IV.1.10.2.Calcul de l'excentricité.....	72
IV.1.11.Caractéristiques dynamiques de bâtiment.....	73
IV.1.11.1La période fondamentale de la structure .....	74
IV.1.11.2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	76
IV.1.12.Vérification vis-à-vis du renversement .....	78
IV.13.Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	79

## **Chapitre V : Etude des Eléments Structuraux :**

V.1.Introduction .....	85
V.2.Ferraillage des poteaux.....	85
V.2.1.Combinaisons des charges .....	86
V.2.1.1.Les combinaisons d'action .....	86
V.2.2.Recommandations du RPA99/version 2003.....	87
V.2.3.Sollicitations de calcul.....	88
V.2.4.Calcul de ferraillage des poteaux .....	89
V.2.5.Calcul des armatures transversales.....	91
V.2.5.1.Condition de l'espacement.....	91
V.2.5.2.Quantité d'armatures transversales minimales .....	92
V.2.6.Vérification de la contrainte de cisaillement .....	92
V.2.7.Vérification de la section minimale d'armatures transversales.....	93
V.2.8.Vérification à L'ELS .....	93

V.3.Ferraillage des poutres.....	96
V.3.1.Introduction.....	96
V.3.2.Recommandation des RPA 99/version 20.....	96
V.3.2.1.Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1.....	96
V.3.2.2.Armatures transversales (Art 7.5.2.2.....	96
V.3.3.Poutre principale (30× 35.....	97
V.3.3.1.Calcul des armatures longitudinales.....	97
V.3.3.2.Ferraillage des armatures transversales.....	99
V.3.3.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	99
V.3.3.2.2.Disposition constructive.....	99
V.3.3.2.3.Section minimale des armatures transversales.....	99
V.3.3.2.4.Vérification a l'état limite de service.....	100
V.3.4.Poutre Secondaire (25×30.....	103
V.3.4.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	103
V.3.4.2.Ferraillage des armatures transversales.....	105
V.3.4.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	105
V.3.4.2.2.Disposition constructive.....	105
V.3.4.2.3.Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23.....	105
V.3.4.2.4Vérification a l'état limite de service.....	106
V.3.5.Vérification de la flèche.....	108

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :**

VI.1.Introduction.....	110
VI.2.Classification des fondations.....	110
VI.2.1.Fondations superficielles.....	110
VI.2.2.Fondations profondes.....	110
VI.2.3.Fondations spéciales.....	110
VI.2.4. Choix du type de fondations.....	110

VI.2.5. Combinaison d'action .....	111
VI.2.6. Reconnaissance du sol.....	111
VI.2.7. Vérification des semelles isolées .....	111
VI.2.8. Vérification des Semelles filantes.....	112
VII.2.9. Etude du Radier général .....	114
VII.2.9.1. Définition du radier .....	114
VII.2.9.2. Pré dimensionnement du radier .....	114
VI.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage.....	116
VI.2.9.4. Vérification des contraintes .....	116
VI.2.9.5. La longueur élastique .....	116
VI.2.9.6. Condition de non poinçonnement .....	117
VI.2.9.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique .....	118
VI.2.9.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier .....	118
VI.3. Ferrailage du radier .....	118
VI.3.1. Ferrailage des dalles .....	118
VI.3.2. Vérification de l'espacement .....	121
VI.3.3. Vérification des contraintes à ELS .....	121
VI.4. Ferrailage des poutres de libages.....	125
VI.4.1. Sens longitudinal. ....	125
VI.4.2. Calcul du ferrailage .....	126
VI.4.3. Sens transversal.. ....	127
VI.4.4. Calcul du ferrailage.....	127
VI.4.5. Armature de peau .....	129
VI.5. Contrainte de cisaillement.....	129



# Liste des tableaux

**Tableau I.1:** Les déformations limitent du pivot.

**Tableau II.1 :** charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

**Tableau II.2 :** Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

**Tableau II.3 :** Charge permanente du mur extérieur

**Tableau II.5 :** Tableau de variation des sections des poteaux

**Tableau II.4 :** Charge permanente du mur intérieur

**Tableau II.6 :** Dégression des charges d'exploitations

**Tableau II.7 :** Evaluation des charges du poteau (35X35) le plus sollicité.

**Tableau II.8 :** Evaluation des charges du poteau (30X30) le plus sollicité

**Tableau II.9 :** Evaluation des charges du poteau (25X25) le plus sollicité

**Tableau II.10 :** Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

**Tableau II.11 :** Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant

**Tableau II.12 :** Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant

**Tableau III.1 :** Ferrailage de l'acrotère

**Tableau III.2 :** Evaluations des charges-escaliers

**Tableau III.3 :** Les armatures longitudinales des escaliers

**Tableau III.4 :** Etat limite de compression du béton

**Tableau III.5 :** Résultat obtenus Selon le Programme MDSolids

**Tableau III.6 :** Les armatures longitudinales des Balcon

**Tableau III.7:** Moments ultimes et Moments services

**Tableau III.8 :** Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse

**Tableau III.9:** Vérifications de l'influence de l'effort tranchant

**Tableau IV.1 :** Poids des bâtiments en termes de sections des poteaux

**Tableau IV.2 :** Les dimensions des bâtiments mesurés à sa base dans la direction de calcul considéré

**Tableau IV.3 :** Les Périodes des bâtiments

**Tableau IV.4 :** La force sismique totale en termes de sections des poteaux

**Tableau IV.5 :** Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

**Tableau IV.6 :** Centre de masse et Centre de rigidité

**Tableau IV.7.** Participation des masses cumulées

**Tableau IV.8 :** Vérification selon RPA99V03  $T_{dyn} < T_{cal}$



**Tableau IV.9 :** Résultat des forces sismiques

**Tableau IV.10 :** Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

**Tableau IV.11 :** Calculs du moments stabilisants et moment renversant pour chaque structure.

**Tableau IV.12 :** Déplacements relatifs inter étages

**Tableau IV.13 :** Vérification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$

**Tableau V.1 :** Caractéristique mécanique des matériaux

**Tableau V.2 :** Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales

**Tableau V.3 :** les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

**Tableau V.4:** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

**Tableau V.5:** Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

**Tableau V.6 :** les résultats de la vérification à L' ELS

**Tableau.V.7 :** Ferrailages des poteaux

**Tableau V.8 :** les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

**Tableau V.9:** Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres

**Tableau V.10 :** Vérification des contraintes sur travée

**Tableau V.11 :** Vérification des contraintes sur appuis

**Tableau V.12 :** les résultats des efforts et moments

**Tableau V.13:** Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres

**Tableau V.14 :** Vérification des contraintes sur travée

**Tableau V.15 :** Vérification des contraintes sur appuis

**Tableau V.16 :** Ferrailages des poutres

**Tableau VI.1 :** Section des semelles filantes dans le sens longitudinal

**Tableau VI.1:** Section des semelles filantes dans le sens transversal

**Tableau VI.3 :** Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)

**Tableau VI.4 :** Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

**Tableau VI.5 :** Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)

**Tableau VI.6 :** Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

# Liste des figures

- Figure I.1 :** Vue en plan
- Figure I.2 :** Plancher à corps creux.
- Figure I.3:** Brique creuse.
- Figure I.4 :** Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.
- Figure I.5 :** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.
- Figure I.6 :** Diagramme de contrainte-déformation.
- Figure I.7 :** Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.
- Figure II.1 :** Dalle en corps creux.
- Figure II.2 :** Plancher en corps creux
- FigureII.3 :** Plancher terrasse.
- Figure II.4 :** plancher étage courant.
- Figure II.5 :** remplissage extérieur.
- Figure II.5 :** Schéma des sections des poutres
- Figure II.6 :** Le poteau le plus sollicité (Surface afférente)
- Figure II.7 :** Schéma de la loi de dégression
- Figure II.8 :** Pré dimensionnement des voiles
- Figure III.1 :** Schéma de l'acrotère
- Figure III.2 :** Evaluation des charges
- Figure III.3 :** dimensionnement d'escalier
- Figure III.4 :** schéma type 1
- Figure III.5:** schéma type 1
- Figure III.6:** schéma d'escaliers
- Figure III.7 :** Evaluations des charges
- Figure III.8 :** Diagramme des efforts tranchant à ELU
- Figure III.9 :** Diagramme des moments fléchissant à ELU
- Figure III.10 :** schéma du balcon
- Figure III.11 :** Evaluations des charges
- Figure III.12 :** Evaluations des charges
- Figure III.13 :** Plancher a corps creux
- Figure III.14 :** Corps Creux
- Figure IV.1 :** Modèle 3D de la structure.

**Figure IV.2** : Disposition des voiles.

**Figure IV.3** : Spectre de réponse de calcul.

**Figure V.1** : Sollicitation de poteau a ferraille.

**Figure V.1** : Zone nodale

**Figure V.3** : Section du poteau à étudier

**Figure V.4** : Section de la poutre principale à étudier

**Figure V.5** : Section de la poutre secondaire à étudier

**FigureVI.1** : Schéma d'une semelle isolée

**Figure VI.2** : Schéma d'une Semelle filante

**FigureVI.3** : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

**Figure VI.4** : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

**Figure VI.5** : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale

# INTRODUCTION GENERALE

---

Construire était et reste toujours un des grandes préoccupations de l'ingénieur en génie civil depuis longtemps, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde d'adopter la solution de bâtir en hauteur, suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...). Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant de la hauteur dont les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant les vies de ces occupants, ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes du non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations, ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le Règlement Parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail on présentera une étude de l'influence de la variation de la section des poteaux sur le comportement des structures en béton armé. Dans ce cas nous avons choisi un bâtiment en R+4 en nous varions la section de ces poteaux.

Ce projet présente des particularités, c'est pour quoi on l'a choisi comme projet de fin d'études, qui sont :

- ✓ Variation de la section des poteaux.
- ✓ Modélisation par le logiciel ETABS version 9.7.5 de la structure.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre sera consacré dur le Pré-dimensionnement et Evaluation des Charges et des Surcharges.
- Le troisième chapitre basera sur le calcul des éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier) et le calcul des planchers et leurs ferrailages.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D parle logiciel de calcul ETABS.
- La cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par ETABS vont être vérifiés par rapport aux exigences de l' RPA 99
- Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.
- Finalement on terminera le travail par une conclusion générale.

**Chapitre I :**

***Présentation de la structure***

### **I.1. Présentation de la structure :**

Le sujet de recherche qui fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude, consiste à étudier l'influence de la variation de la section des poteaux sur le comportement des structures en béton armé. Dans ce cas nous avons choisi un bâtiment à usage d'habitation implanté à la wilaya de Tissemsilt, qui est composé d'un Res de chaussée plus quartes étages.

### **I.2. Données du site :**

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya de Tissemsilt est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de groupe d'usage (2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 21,76 m.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone II-a) selon les règlements NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

### **I.3. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans) :**

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

#### **I.3.1. Dimensions en élévation :**

- hauteur totale de : 15,30 m à partir de RDC ;
- hauteur du rez de chaussée est de : 3,40 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.

#### **I.3.2. Dimensions en plan :**

- La longueur en plan : 21,05m.
- La largeur en plan : 8,55m.

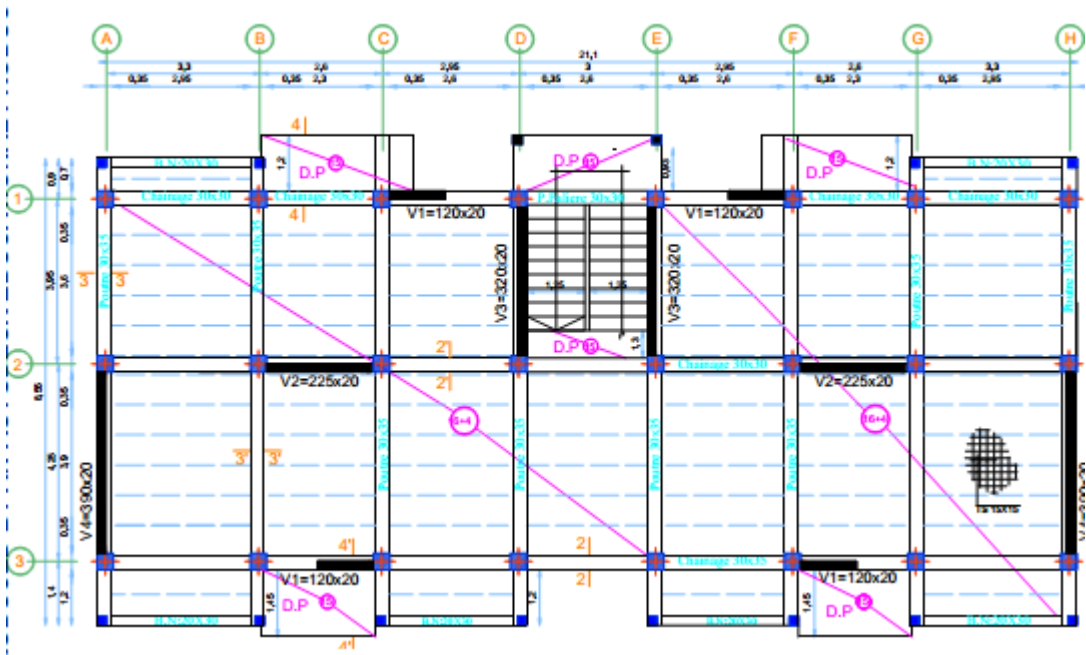


Figure I.1 : Vue en plan



#### **I.4. Ossature et système constructif adopté :**

##### **I.4.1. Ossature :**

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton arme et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

##### **I.4.2. Les Plancher :**

- Il existe deux types de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux (16+5) cm.
- ✓ Plancher à dalle pleine (ép=15) cm.

Le plancher de l'étage courant est réalisé en corps creux, plus une isolation thermique (multicouches) et une moyenne dans le plancher terrasse pour l'écoulement des eaux pluviales.



*Figure I.2 : Plancher à corps creux.*

##### **I.4.3. Maçonnerie :**

###### **a) Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

###### **b) Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur pour la séparation.



*Figure I.3: Brique creuse.*

#### **I.4.4.Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### **I.4.5.Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois, qui compose se dernier et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.

- A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

#### **I.4.6. Terrasse :**

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible ;
- Terrasse accessible.

#### **I.4.7. Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un avec deux volées et paliers inter étage.

#### **I.4.8.Voiles :**

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

#### **I.4.9. Balcon :**

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

#### **I.4.10. Acrotère :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

#### **I.5. Caractéristiques géotechniques du sol :**

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LTPO) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est :  $\delta_{sol} = 1,60$  bars ;
- Le poids volumique de terre :  $\gamma = 18\text{KN/m}^3$  ;
- Le site est considéré comme meuble( $S_3$ ).

#### **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

##### **I.6.1.Béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

##### **I.6.1.1.Les matériaux composant le béton :**

###### **Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

###### **Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

###### **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

###### **Graviers :**

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

### I.6.1.2.Principaux caractéristiques et avantages de béton :

Les principaux avantages du béton armé sont :

✓ **Économie :**

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

✓ **Souplesse des formes :**

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

✓ **Résistance aux agents atmosphériques :**

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

✓ **Résistance au feu :**

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

✓ **Résistance mécanique :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

✓ **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm<sup>2</sup> de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour ( $f_{c28}$ ) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16-32) cm<sup>2</sup> dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm<sup>2</sup>.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 26 MPa.

✓ **Résistance caractéristique à la traction :**

Cette résistance est définie par la relation

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases}$$

On adopte  $f_{tj} = 2,16$  MPa

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

✓ **Contrainte limite :**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

✓ **État limite ultime (ELU) :**

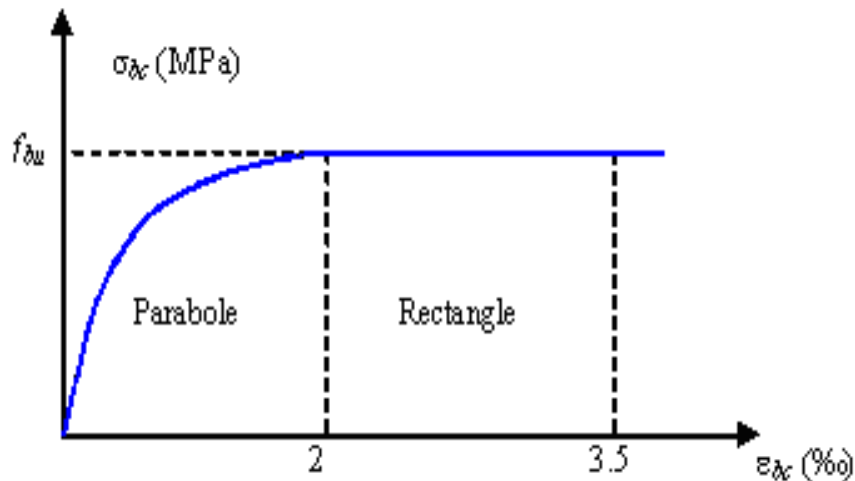
Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bcl} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 3,5\%$$



**Figure I.4 :** Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

Avec :

$f_{bu}$ : Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta y_b}$

On adopte :

$f_{bu} = 19,22 \text{ MPa}$ ..... Les combinaisons accidentelles.

$f_{bu} = 14,73 \text{ MPa}$ .....Les combinaisons normales

$y_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$  lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

✓ **État limite de service (ELS) :**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

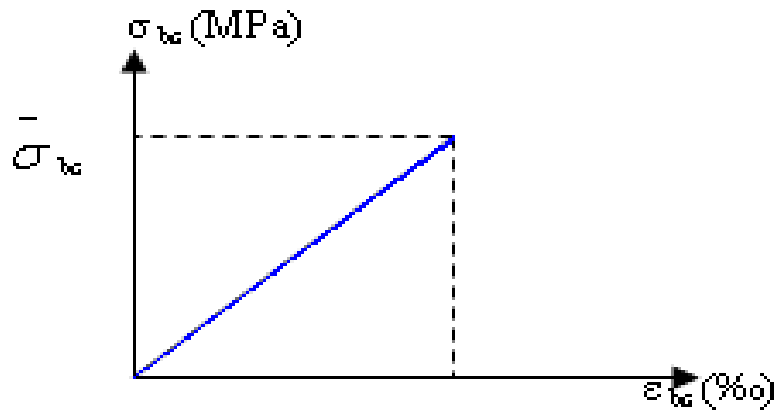
Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;

- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15,6 \text{ MPA}$ .



*Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.*

✓ **Contrainte admissible de cisaillement :**

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa})$  Fissuration peu préjudiciable ;

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa})$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

✓ **Modules de déformation longitudinale :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

✓ **Module de déformation instantanée :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

$$E_{ij} = 32587,46 \text{ MPa}$$

✓ **Module de déformation différé :**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 10961,24 \text{ MPa}$$

✓ **Coefficient de poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

### **I.6.2.Aciers de construction :**

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances  $F_eE 220$  et  $F_eE 240$  pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances  $F_eE 400$  pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing = 5$  mm pour les dalles.

#### **I.6.2.1.Diagramme déformation- contrainte :**

$$\sigma_s = f(\epsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$



Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

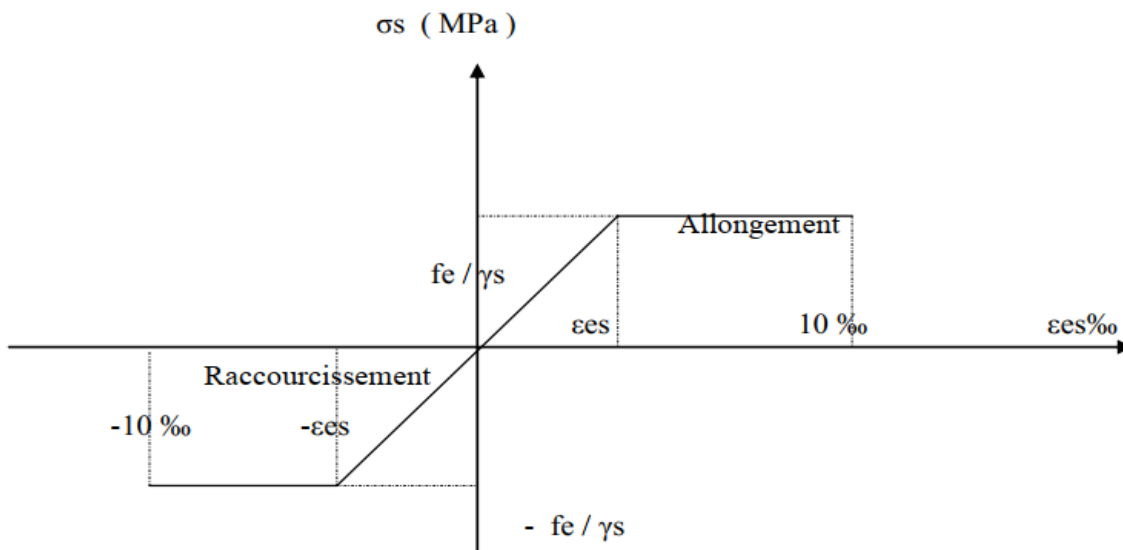


Figure I.6 : Diagramme de contrainte-déformation.

**Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;  
 Il sera pris égale à :  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  MPa.

**I.6.2.2. Contrainte Limite des aciers :**

**I.6.2.2.1. Contrainte de calcul à ELUR :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la Figure I.3.

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ .

Avec :

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ( $f_e = 235$  MPa)
  - $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$
- haute adhérence ( $f_e = 400$  MPa)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

### I.6.2.2.2.État limite de service :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ) \text{ Mpa}$  ;
- Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ) \text{ Mpa}$ .

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm} ; \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

### I.6.2.2.3.Allongement de rupture :

$\epsilon_s =$  Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10%.

## I.7. Hypothèses de calcul :

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

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

### I.7.1.États limite ultime de résistance :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

### I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

### I.7.3. Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

*Tableau I.2: Les déformations limitent du pivot.*

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

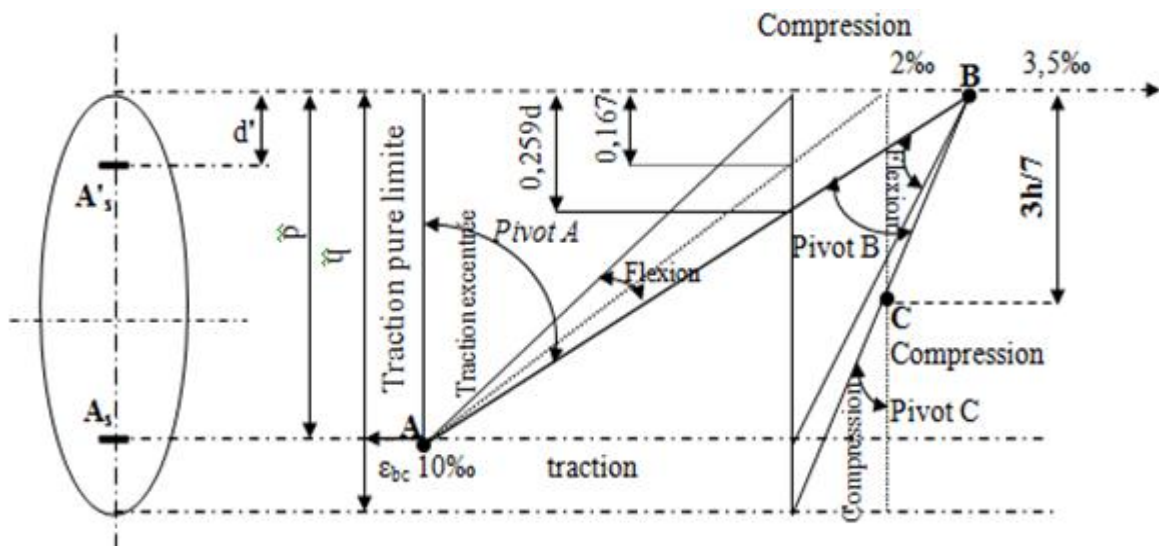


Figure I.7 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

#### I.7.4. États limite de service :

À l'état limite de service, les calculs sont faits à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

#### I.7.5. Hypothèses de calcul à E.L.S :

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

### **I.7.6. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

#### **a. Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » :**

- Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

#### **b. Les combinaisons de calcul à l'état limites service de résistance :**

$$P5 = G$$

G : Charge permanente.

Avec : Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

### **I.8. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet à partir de la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

**Chapitre II :**

***Pré dimensionnement et Evaluation  
des Charges et des Surcharges***

## II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux..., passe impérativement par un dimensionnement préliminaire de ces derniers, selon les règles du BAEL91 et le RPA 99 version 2003.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être changés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

## II.2. Pré dimensionnement du plancher :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, murs, voiles, poutres....).

L'épaisseur de la dalle dépend généralement des conditions d'utilisation et de résistance. Dans ce projet, on a opté pour un plancher à corps creux.

### II.2.1 Planchers à corps-creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

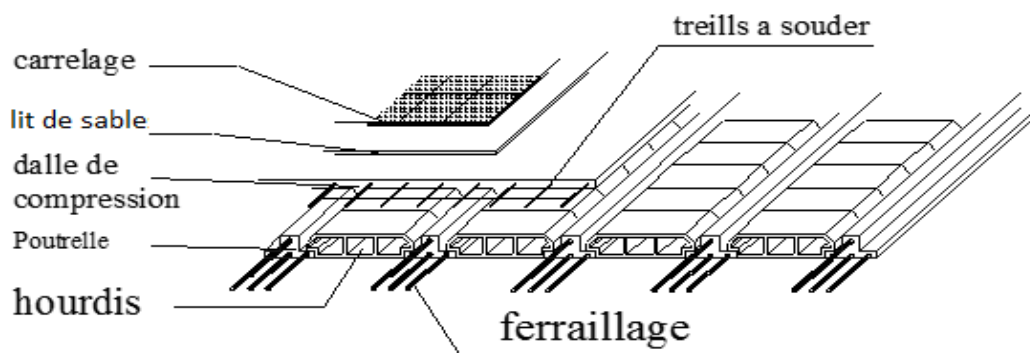


Figure II.1 : Dalle en corps creux.

On a opté des planchers en corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ( $L_{Max}=3.9$  m).
- ❖ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.  
D'après BAEL l'épaisseur de plancher est conditionnée par :

### 1. La condition de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \leftrightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$h_t \geq \frac{295}{22.5} \text{ donc } h_t \geq 20\text{cm}$$

On prend :  $h_t = 20$  cm tel que :

- 16 cm : la hauteur de corps creux.
- 4cm : la hauteur de la dalle de compression  $h_0$ .

### 2. Résistance au feu :

- Epaisseur  $e = 07\text{cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu ( $e$  : épaisseur de corps creux).
- Epaisseur  $e = 11\text{cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.
- Epaisseur  $e=15$  cm : pour quatre (03) heures de coup de feu

### 3. Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ( $e \geq 16$  cm)

### II.2.2. Les poutrelles (les nervures) :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :



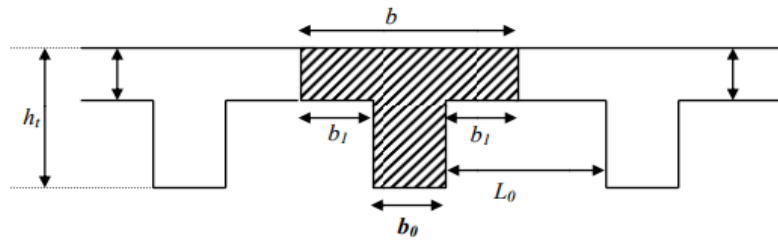


Figure II.2 : Plancher en corps creux

$b_0$  : largeur de la nervure.

$h$  : hauteur de la section.

$b$  : largeur de la table de compression.

❖ D'après BAEL :

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6.33 \leq b_0 \leq 10$$

On prend :  $b_0=10\text{cm}$

$$b=b_0+2 \times b_1$$

Le corps creux utilisé pour ce plancher :  $l_{our} = 55 \text{ cm}$ .

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{our}}{2} \text{ cm} \\ \frac{Lx}{10} \text{ cm} \end{array} \right.$$

$L$  : la portée maximale de la travée

D'où :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{295}{10} = 29.5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure est la suivante :

$$b=2 \times b_1 + b_0$$

$$b=2 \times 27.5 + 10$$

$$b=65\text{cm}$$

### II.3. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges qui sont évaluées selon D.T.R.B.C.22, elle désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs), ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

### II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

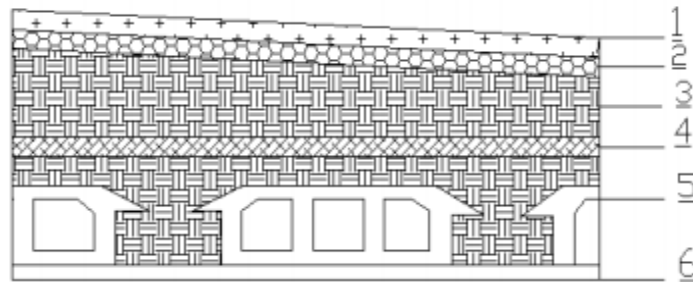


Figure II.3 : Plancher terrasse.

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente surfacique KN/m <sup>2</sup>
1 Protection en gravillon	5	17	$0.05 \times 17 = 0.85$
2 Etanchéité multicouche	2	6	$0.02 \times 6 = 0.12$
3 Béton de pente	10	22	$0.1 \times 22 = 2.2$
4 Isolation thermique	4	3	$0.04 \times 3 = 0.12$
5 Cops creux +dalle de Compression	20		2.85
6 Enduit de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
<b>Totale</b>			<b>G = 6.34 K N/m<sup>2</sup></b> <b>Q = 1 KN/m<sup>2</sup></b>

### II.3.2. plancher étage courant :( habitation) :

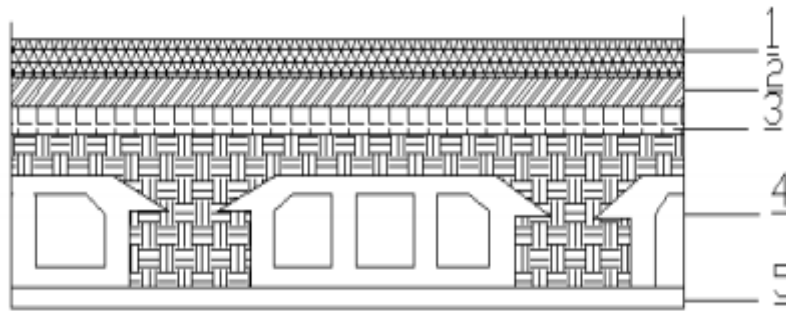


Figure II.4 : plancher étage courant.

Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
1 Cloisons	10	9	0.1×9=0.9
2 Revêtement de carrelage	2	20	0.02×20=0.4
3 Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
4 Lit de sable	2	18	0.02×18=0.36
5 Corps creux + dalle de Compression	20		2.85
6 Enduite de plâtre	2	10	0.02×10=0.20
<b>Totale</b>			<b>G = 5.11KN/m<sup>2</sup> Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>

II.3.3. maçonnerie :

a)Murs extérieurs

Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur

Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
1 Brique creuse	10	9	0.1×9=0.9

2	<b>Brique creuse</b>	15	9	$0.15 \times 9 = 1.35$
3	<b>Enduite de ciment</b>	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
4	<b>Enduite de plâtre</b>	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
<b>Totale</b>				<b>G = 2.81 KN/m<sup>2</sup></b>

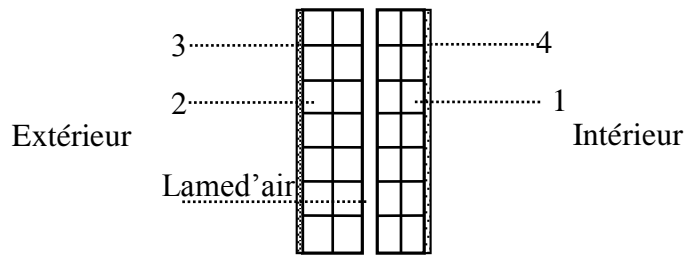


Figure II.5 : remplissage extérieur.

b) Cloison intérieures :

Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur

<b>Enduit extérieur (1,5cm)</b>	$0.015 \times 10 = 0.15 \text{KN/m}^2$
<b>Brique creuses (10cm)</b>	$0.10 \times 9 = 0.9 \text{KN/m}^2$
<b>Enduit intérieur (1,5 cm)</b>	$0.15 \times 18 = 2.7 \text{KN/m}^2$
<b>Total</b>	<b>G=3.75KN/m<sup>2</sup></b>

II.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1. Les poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui a pour rôle de transmettre les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les constructions en Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91, tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

1. D'après le BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec :

L max : la distance maximale entre nus de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

### 2. D'après le RPA 99 pour la zone IIa :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

#### II.4.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales :

##### ✓ D'après le BAEL 91 :

$$L \text{ max} = 390 \text{ cm} \quad \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \quad \rightarrow \quad 26 \text{ cm} < h < 39 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm

La largeur b comprise entre 0.3 h et 0.7 h d'où :

$$0.3(35) < b < 0.7(35) \quad \Rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} < b < 24.5 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales, on prend : **b = 30**.

##### ✓ Vérification RPA 99 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \quad 1.17 < 4 \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section des poutres transversales (poutre principales) comme suit :

$$(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

**II.4.1.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :**

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$L_{\max} = 2.95 \text{ m} \Rightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19.67 \text{ cm} \leq h \leq 29.5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur  $b$  est comprise entre  $0.3 h$  et  $0.7 h$ , donc :

$$0.3(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}.$$

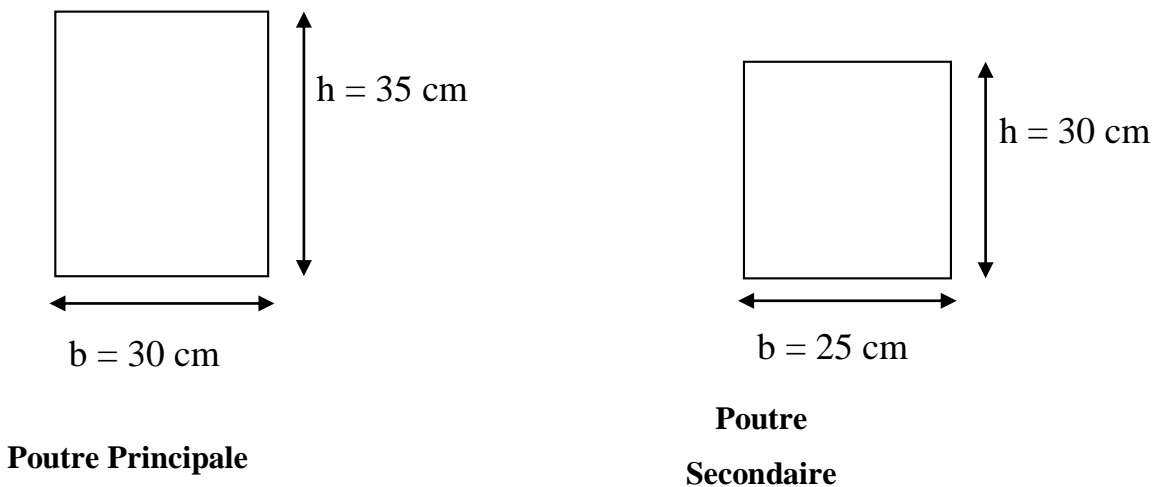
Pour des raisons architecturales, on prend :  **$b = 25 \text{ cm}$** .

✓ **Vérification RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.2 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section de poutre secondaire comme suit :

$$(b \times h) = (30 \times 25) \text{ cm}^2.$$



**Figure II.5 : Schéma des sections des poutres**

### II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui va reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. On détermine l'effort  $N_u$  qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u$$

$N_u$  : L'effort normal ultime

$\bar{N}_u$  : Capacité de résistance ultime

Les poteaux sont généralement dimensionnés par :

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est celui le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va le déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable les sections des poteaux RDC et étage courant selon les variantes suivantes :

*Tableau II.5 : Tableau de variation des sections des poteaux*

Niveau	Dimension de poteau (cm <sup>2</sup> )		
	Variante 1	Variante 2	Variante 3
RDC	35X35	30X30	25X25
Etage courant	35X35	30X30	25X25

#### II.4.2.1. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol support.

- La loi de dégression :

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges selon (DTR BC 2-2Page16) est comme suit :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse  $Q_0$

Sous dernier étage  $Q_0+Q_1$

- Sous étage
- Immédiatement inférieure (étage 2)...  $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
- (étage 3)...  $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$
- (étage 4)...  $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- (étage n)...  $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$
- Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

**Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitations**

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	$\Sigma$ des charges d'exploitations	$\Sigma$ des charges d'exploitations (kN/m <sup>2</sup> )
P4	$Q_0$	$\Sigma_{0+3}=Q_0$	1
P3	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P2	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P1	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
RDC	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10

❖ Le poteau le plus sollicité (C20) :

1. Surface reprise par le poteau à chaque étage :



Soit S La surface supportée par le poteau (C, 5)

$$S_p = \left( \frac{4,25}{2} + \frac{3,95}{2} \right) \times \left( \frac{3,3}{2} + \frac{2,6}{2} \right) = 12,04 \text{ m}^2$$

2. la longueur de la poutre principale et secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{pp} = 2,13 + 1,98 = 4,08 \text{ m} \\ l_{ps} = 1,65 + 1,3 = 2,95 \text{ m} \end{array} \right.$$

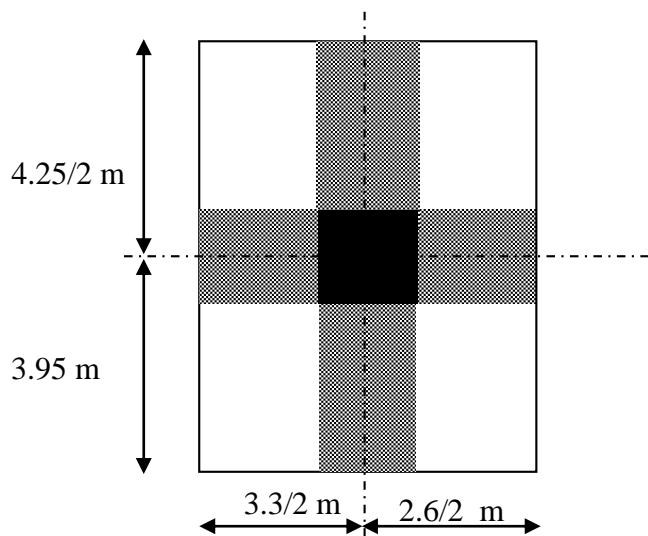


Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité (Surface afférente)

a) Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible :  $G_T \times S_p = 6,34 \times 12,04 = 76,33 \text{ KN}$

Plancher étage courant (habitation) :  $G_{\text{étage}} \times S_p = 5,11 \times 12,04 = 61,52 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b = 4,08 * 0,3 * 0,35 * 25 = 10,71 \text{ KN} \\ G_{ps} = l_{ps} * b * h * \gamma_b = 2,95 * 0,25 * 0,30 * 25 = 5,53 \text{ KN} \end{array} \right.$$

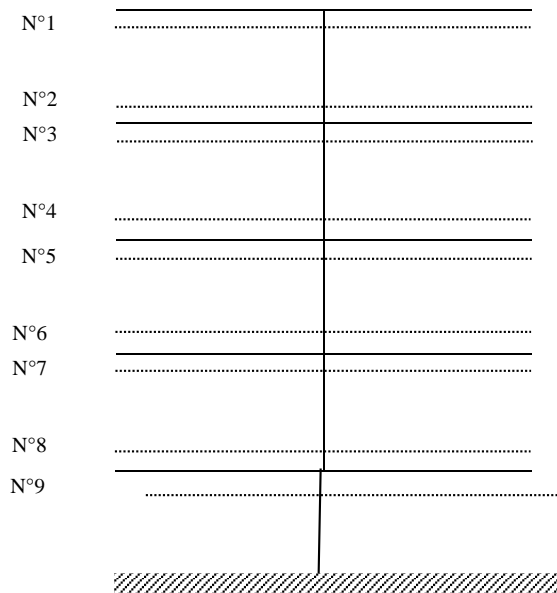


Figure II.7 : Schéma de la loi de dégression

Tableau II.7 : Evaluation des charges du poteau (35X35) le plus sollicité.

ION	SECT	Elément	G <sub>i</sub> (KN)	ΣG <sub>i</sub> (KN)	ΣQ <sub>i</sub> (KN)
N1		-Plancher terrasse : $G_T * S_P = 6.34 * 12.04$	76,33		12.04*1=12.04
		-Poutre secondaire: $G_{ps} = l_{pS} * b * h * \gamma_b$ $= 2.95 * 0.25 * 0.30 * 25$	5.53		
		-Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b$ $= 4,08 * 0.3 * 0.35 * 25$	10.71	92.57	
N2		- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 * 0.35 * 0.35 * 25$	92.57+9.37	101,94	12.04

<b>N3</b>	- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	101,94 5.53 10.71	118,18	12.04+12.04*2.5= 42,14
<b>N4</b>	- Venant : N 3  Poids propre du poteau	118,18+9.37	127,55	42,14
<b>N5</b>	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	127,55 5.53 10.71	143.79	42,14+12.04*3.85 =84.60
<b>N6</b>	- Venant : N 5 Poids propre du poteau	143.79+9.37	153.16	88.49
<b>N7</b>	- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	153.16 5.53 10.71	169.40	88.49+12,04*5.05 =149,29
<b>N8</b>	- Venant : N 7 Poids propre du poteau	169.40+9.37	178.77	149,29
<b>N9</b>	- Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	178.77 5.53 10.71	<b>195,01</b>	<b>149,29+12,04*6.10 =222,73</b>

Tableau II.8 : Evaluation des charges du poteau (30X30) le plus sollicité.

ION	SECT	Elément	$G_i$ (KN)	$\Sigma G_i$ (KN)	$\Sigma Q_i$ (KN)
N1		-Plancher terrasse : $G_T * S_P = 6.34 * 12.04$ -Poutre secondaire: $G_{ps} = l_{pS} * b * h * \gamma_b$ $= 2.95 * 0.25 * 0.30 * 25$ -Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b$ $= 4,08 * 0.3 * 0.35 * 25$	76,33  5.53  10.71	  92.57	  12.04*1=12.04
N2		- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 * 0.30 * 0.30 * 25$	92.57+6.8 9	99,46	  12.4
N3		- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	99,46 5.53 10.71	115,70	12.04+12.04*2.5= 42,14
N4		- Venant : N 3 Poids propre du poteau	115,70+6. 89	122,60	42,14
N5		- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	122,60 5.53 10.71	138,83	42,14+12.04*3.85 =84.60
N6		- Venant : N 5 Poids propre du poteau	138,83+6. 89	145.72	88.49
N7		- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	145.72 5.53 10.71	161.96	88.49+12,04*5.05 =149,29
N8		- Venant : N 7 Poids propre du poteau	161.96+6. 89	168.85	149,29

<b>N9</b>	- Venant : N 8			<b>149,29+12,04*6.10 =222,73</b>
	Plancher étage	168.85		
	- Poutre secondaire	5.53	<b>185,09</b>	
	-Poutre principale	10.71		

**Tableau II.9 : Evaluation des charges du poteau (25X25) le plus sollicité.**

ION	SECT	Elément	Gi (KN)	ΣGi (KN)	ΣQi (KN)
<b>N1</b>		-Plancher terrasse : $G_T * S_P = 6.34 * 12.04$	76,33	92,57	12.04*1=12.04
		-Poutre secondaire: $G_{ps} = l_p S * b * h * \gamma_b$ $= 2.95 * 0.25 * 0.30 * 25$	5,53		
		-Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b$ $= 4,08 * 0.3 * 0.35 * 25$	10,71		
<b>N2</b>		- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 * 0.25 * 0.25 * 25$	92,57+4,7 8	97,35	12.04
<b>N3</b>		- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	97,35 5,53 10,71	113,60	12.04+12.04*2.5= 42,14
<b>N4</b>		- Venant : N 3  Poids propre du poteau	113,60+4, 78	118,37	42,14
<b>N5</b>		- Venant : N 4			

	Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	118,37 5.53 10.71	134,61	42,14+12.04*3.85 =84.60
<b>N6</b>	- Venant : N 5 Poids propre du poteau	134,61+4, 78	139.39	88.49
<b>N7</b>	- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	139.39 5.53 10.71	155.63	88.49+12,04*5.05 =149,29
<b>N8</b>	- Venant : N 7 Poids propre du poteau	155.63+4, 78	160.41	149,29  <b>149,29+12,04*6.10</b>
<b>N9</b>	- Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	160.41 5.53 10.71	<b>176,65</b>	<b>=222,73</b>

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

- **Pour variante 1 :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 195,01 + 1.5 \times 222,73 = \mathbf{597.36 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q = 195,01 + 222,73 = \mathbf{417,74 \text{ KN}}$$

$$N_u = 597.36 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{Nu=657.10 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = 417,74 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{Nser= 459.51 \text{ KN}}$$

- **Pour variante 2 :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 185,09 + 1.5 \times 222,73 = \mathbf{583.97 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q = 185,09 + 222,73 = \mathbf{407,82 \text{ KN}}$$

$$N_u = 583.97 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{Nu=642,37 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = 407,82 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{Nser= 448.60 \text{ KN}}$$

- **Pour variante 3 :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 176,65 + 1.5 \times 222,73 = \mathbf{572.57 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q = 176,65 + 222,73 = \mathbf{399.38 \text{ KN}}$$

$$N_u = 572.57 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{Nu = 629,83 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = 399.38 \times 1.1 \Rightarrow \mathbf{Nser = 439.32 \text{ KN}}$$

#### II.4.2.2.vérification de la section du poteau :

##### a. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que :

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression)
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- $\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- $l_f$  : Longueur de flambement.  $l_f = 0.7 \times h_0$  avec :  $h_0 = 3.06$
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{hb^3}{12} \right)$ .
- $B$  : Surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ).....situation durable.

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ).....situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e=400\text{MPa}$ ).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=26\text{MPa}$ ).
- $A_s$  : Section d'acier comprimée. On prend  $A_s= 0.8\% \times B_r$ . Selon le « **Le RPA 99 version 2003** » .....Zone IIa

donc:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

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

Il faut vérifier que :

$$B_r \geq B_{r\text{calc}} = \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Les résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC et celles les poteaux de l'étage courant sont représentées dans les tableaux II.7 et 8.

- **Variante 1** (poteau 35x35).

**Tableau II.10** : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

$L_f(\text{m})$	$N_u(\text{kn})$	$i(\text{m})$	$\lambda$	$\lambda_{\leq 50}$	$\alpha$	$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r\text{calc}}$	$B_r > B_{r\text{calc}}$
2.142	657.10	0.10	21.20	Condition vérifié	0.79	0.1	0.038	vérifier

**b. Vérification selon RPA :**

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- **Pour tous les étages :**



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Variante 2** (poteau 30x30).

**Tableau II.11** : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

Lr(m)	Nu (kn)	i(m)	$\lambda$	$\lambda \leq 50$	$\alpha$	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> calc	B <sub>r</sub> >B <sub>r</sub> cal
2.142	642.37	0.09	24.73	Condition vérifié	0.77	0.08	0.037	vérifier

**Vérification selon RPA :**

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- **Pour tous les étages :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Variante 3** (poteau 25x25).

**Tableau II.12** : Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

Lr(m)	Nu (kn)	i(m)	$\lambda$	$\lambda \leq 50$	$\alpha$	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> calc	B <sub>r</sub> >B <sub>r</sub> cal
2.142	629.83	0.07	29,68	Condition vérifie	0.74	0.05	0.039	Vérifie

**Vérification selon RPA :**

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- **Pour tous les étages :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 25\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 25\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, donc les trois variantes proposées pour les sections des poteaux sont acceptables.

**II.4.3. Pré-dimensionnement du voile :**

Les voiles d'une part sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme et d'autre part reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont considérer comme des éléments satisfaisant à la condition suivante de RPA99V2003 :

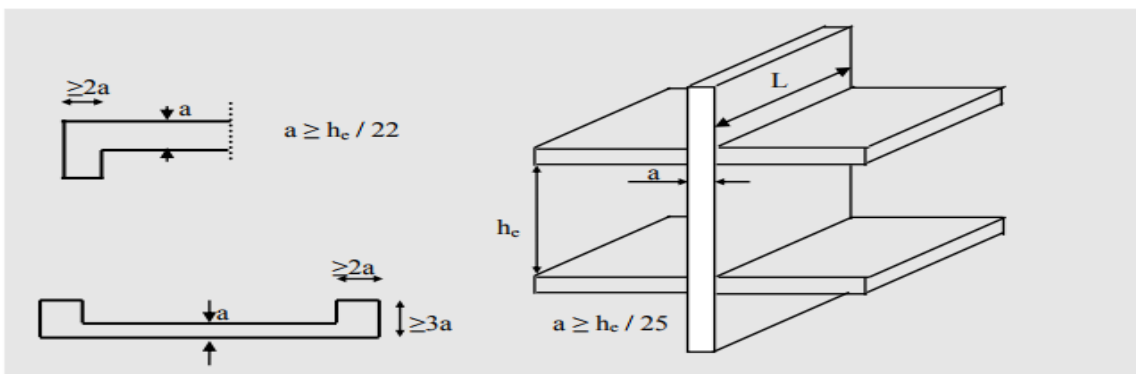
$$L \geq 4a$$

Telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseurs minimale du voile ( $a_{\min} = 15\text{cm}$ ).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure II.8 : Pré dimensionnement des voiles**

- **Pour tous les étages :**

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 306$$

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12,24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13,91 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad a \geq (12,24 \text{ cm}; 13,91 \text{ cm}; 15,30 \text{ cm}).$$

L'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques : **a = 20 cm**

## II.5 Conclusion :

On a basé dans ce chapitre sur le pré dimensionnement des éléments principaux de notre projet à l'aide des différents règlements tels que le règlement parasismique algérien RPA99 modifié et le BAEL91. Ce chapitre est considéré comme une étape essentielle qui nous permet par la suite d'entamer d'autres chapitres.

## **Chapitre III :**

# ***Etude des Eléments Secondaires***

### III.1.Acrotère :

#### III.1.1.Introduction :

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.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

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

#### ✓ III.1.2.Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

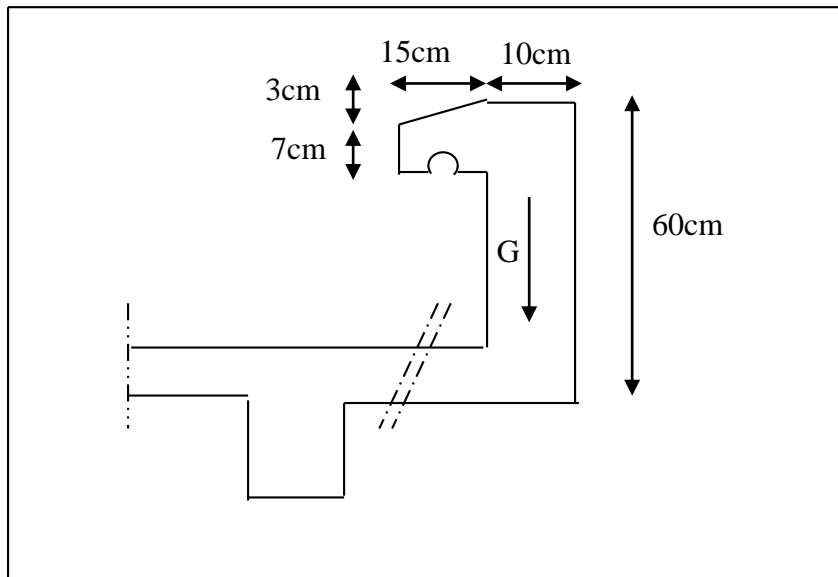


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère

### III.1.3. Evaluation des charges :

✓ a) charge permanente :

✓  $G = 1,837 \text{ KN/ml}$ .

✓ b) Surcharge d'exploitation :

✓  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ .

✓ c) l'effort due au séisme :

✓  $FP = 0.88 \text{ KN/ml}$ .

✓ On a :  $FP \leq Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations suivantes :

#### ✓ III.1.3.1. Combinaisons d'action

✓ Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

✓ E.L.U :

✓  $M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ$  avec  $MG = 0$ .

✓  $M_u = 1.5 \times Q \times H \Rightarrow M_u = 1.5 \times 1,00 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$

✓  $N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1,837 = 2,48 \text{ KN}$ .

✓ E.L.S :

✓  $M_s = MG + MQ$  avec  $MG = 0$ .

✓  $M_s = MQ \Rightarrow M_s = 1,00 \times 0,60 = 060 \text{ KN.m}$ .

✓  $N_s = G \Rightarrow N_s = 1,837 \text{ KN}$ .

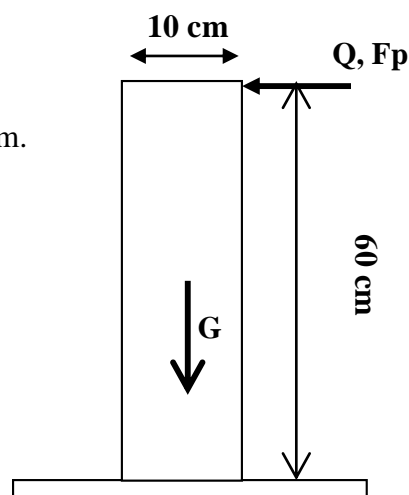


Figure III.2 : Evaluation des charges

✓ **III.1.4. Détermination du ferrailage**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 10 \text{ cm} \\ \dots\dots\dots b = 100 \text{ cm} \\ \dots\dots\dots d = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ On a résumé le ferrailage de l'acrotère dans le tableau suivant :

✓ **Tableau III.1 : Ferrailage de l'acrotère**

F <sub>c28</sub>		26 Mpa	
F <sub>t28</sub> =0.6 + 0.06 f <sub>c28</sub>		2.16 Mpa	
Efforts	ELU	ELS	As(cm <sup>2</sup> /ml)
			ELU
M(KN,M)	0.90	0.6	0.25
N(KN)	2.48	1.837	0.29
Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$			204,5 Mpa
A <sub>min</sub> =0.23.b.d.f <sub>t28</sub> /f <sub>e</sub> en cm <sup>2</sup>			0.99

**III.2. LES ESCALIERS**

**III.2.1. Définition générale :**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

**III.2.2. Composition d'un escalier :**

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).

- La contre marche : la partie verticale d'une marche.

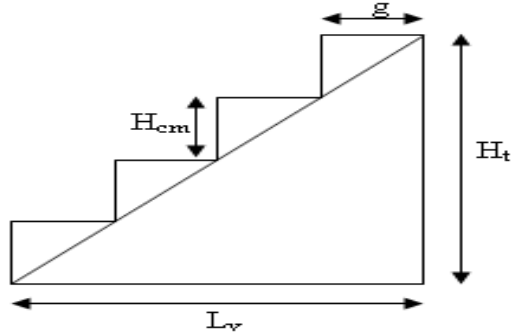


Figure III.3 : dimensionnement d'escalier

- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

### III.2.3. dimensionnement d'escalier :

#### Pour les étages courants :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir la condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

En pratique on prend  $g+2h=64\text{cm}$

Avec :  $59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{ cm} \leq h= 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g= 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte :  $h = 17\text{ cm}$

$$g = 30\text{ cm}$$

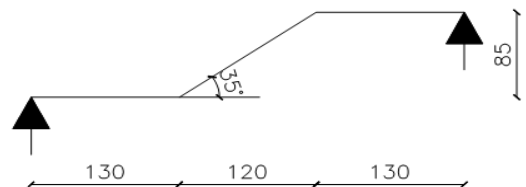


Figure III.4 : schéma type 1



- Nombre de contre marche et de marche :

$$N_{c.m} = H/h \quad H : \text{ hauteur libre d'étage}$$

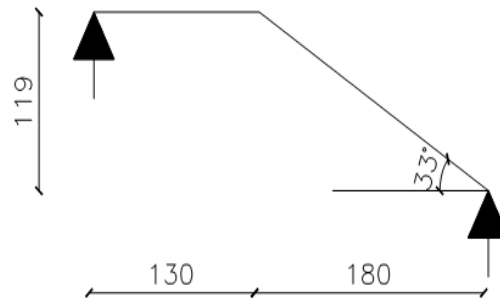


Figure III.5: schéma type 1

$$N_{c.m} = 323/17 = 19 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 18 \text{ marches.}$$

. La longueur de la volée :

$$L_v = N_m \times g = 18 \times 30 = 540 \text{ cm}$$

. L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = 85/120 = 0.708$$

$$\alpha = \text{Arc tg}(0,708) = 35.31^\circ$$

- L'épaisseur de la paillasse : est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Paillasse :  $L_p = 120/\sin \alpha = 147,06 \text{ cm}$ . ( $L_p$  = longueur de la paillasse).

$$L = 147.06 + 130 + 130 = 407.06 \text{ cm}$$

$$407.06/30 \leq e \leq 407.06/20$$

$$13.57 \text{ cm} \leq e \leq 20.35 \text{ cm}$$

On adopte:  $e = 16 \text{ cm}$ ..... ((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

#### III.2.4. Ferrailage d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage :  $C \geq 1 \text{ cm}$  soit  $C = 2 \text{ cm}$ .

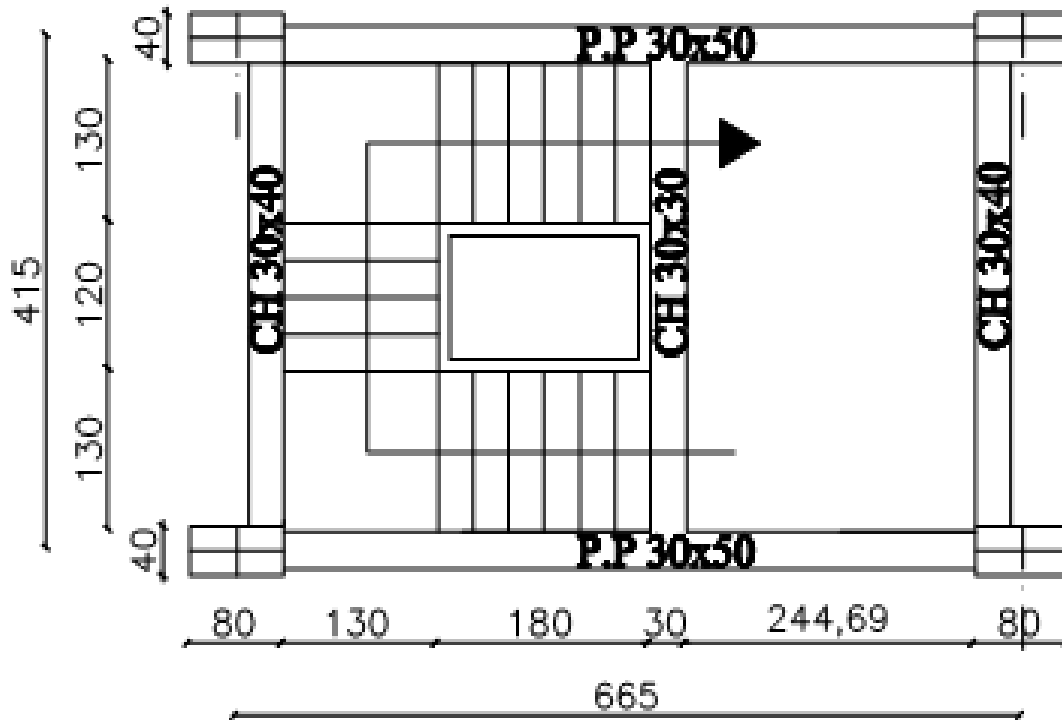


Figure III.6: schéma d'escaliers

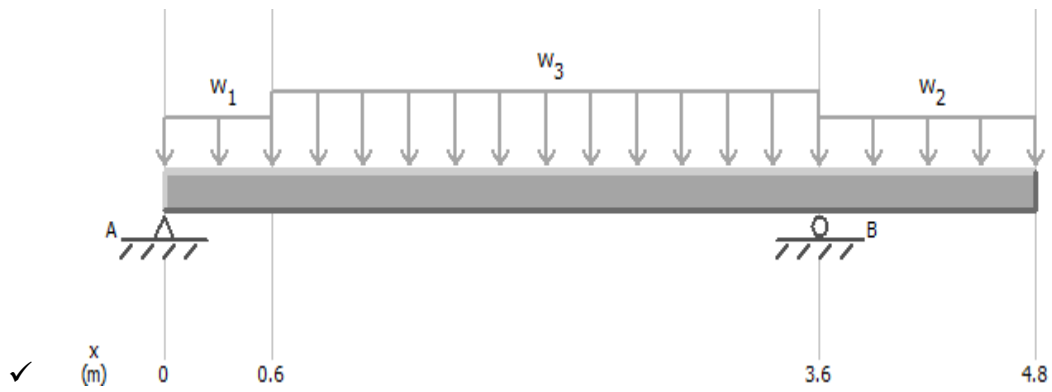
a) des sollicitations à ELU :

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

Evaluations des charges : ( $\alpha=35.31^\circ$ )

Tableau III.2 : Evaluations des charges-escaliers

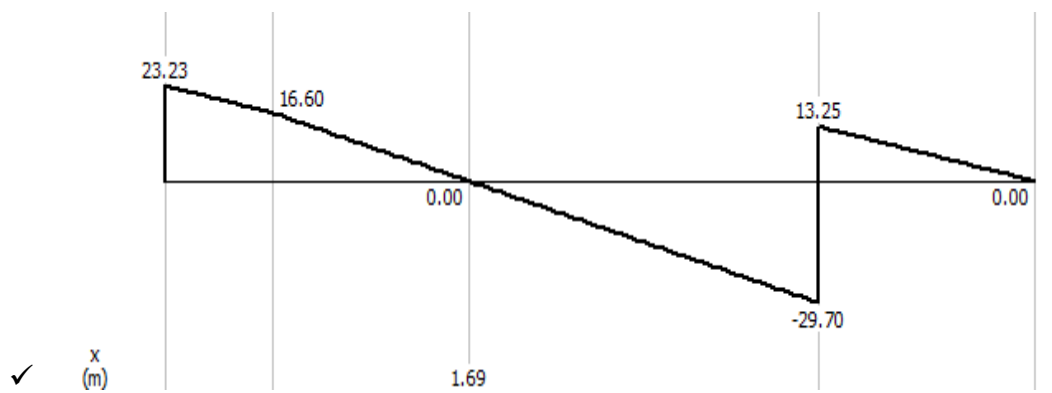
Charge	G (KN)	Q (KN)	$qu = (1.35G + 1.5Q) / \cos\alpha$	$qs = (G + Q) / \cos\alpha$
Paillasse	8,5	25	15,23	11,00
Charge	G (KN)	Q (KN)	$qu = (1.35G + 1.5Q)$	$qs = (G + Q)$
Palier	5,4	25	11,04	7,90



✓ *Figure III.7 : Evaluations des charges*

✓

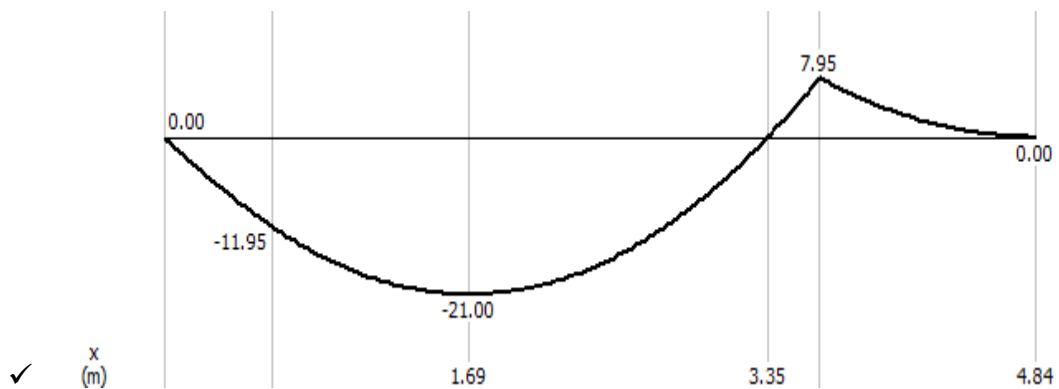
✓



✓ *Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchant à ELU*

✓

✓



✓ *Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant à ELU*

✓

.moment isostatique :  $M_0 = 21.00 \text{ KN.m}$

.moment en travée :  $M_t = 0.85.M_0 = 17.85 \text{ KN.m.}$

.moment sur appui :  $M_a = \max(0.30.M_0, 7.95) = 7.95 \text{ KN.m.}$

**-Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (bx h)= (100x15) cm<sup>2</sup> ;  
d = 13cm.

Les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau III.3 : Les armatures longitudinales des escaliers**

F <sub>c28</sub>		26 Mpa
F <sub>t28</sub> =0.6 + 0.06 f <sub>c28</sub>		2.16Mpa
Efforts	ELU	As (cm <sup>2</sup> /ml)
		ELU
M <sub>tra</sub> (KN, M)	17.85	4.10
M <sub>app</sub> (KN, M)	7.95	1.79
A <sub>min</sub> =0.23.b.d.f <sub>t28</sub> /f <sub>e</sub> en cm <sup>2</sup>		1.61

### III.2.5.Vérification a l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

.Moment isostatique : M<sub>0</sub>= **23.22 KN.m**

.Moment en travée : M<sub>t</sub>= 0.85.M<sub>0</sub>= **19.737 KN.m**

.Moment sur appui : M<sub>a</sub>= 0.30.M<sub>0</sub>= **6.966 KN .m**

- **Etat limite de compression du béton :**

**Tableau III.4 : Etat limite de compression du béton**

	$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} . Y$ en Mpa	$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$ en Mpa
<b>F<sub>c28</sub></b>	26	<b>26</b>
<b>En travée</b>	5.90	<b>15.60</b>
<b>En appui</b>	<b>3.90</b>	<b>15.60</b>

### III.3.Les balcons

#### III.3.1.Introduction

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, ou encastres d'un cote au niveau d'une autre appartenant au plancher, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont encastres d'un cote au niveau d'une autre appartenant au plancher. On fait notre calcul sur le balcon le plus sollicite pour une bande de 1m

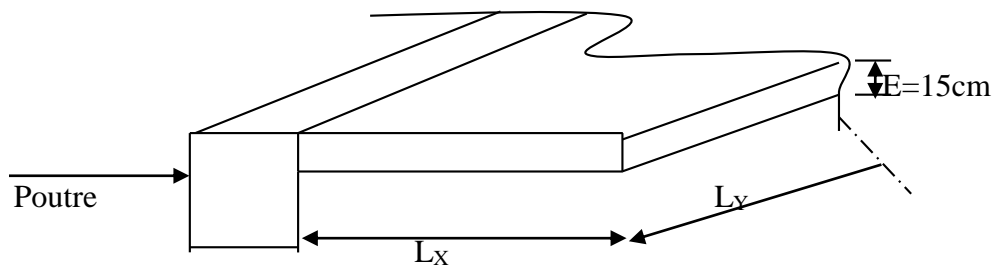
**. III.3.2. Etude Des Balcons :**

Le balcon est modélisé comme une dalle encastree sur une cote appartenant au plancher

Pour le calcul RDM, on a fait un calcul à l'aide de programme «MDSolids».

**- Balcon étage courant :**

**a- Pré dimensionnement :**



*Figure III.10 : schéma du balcon*

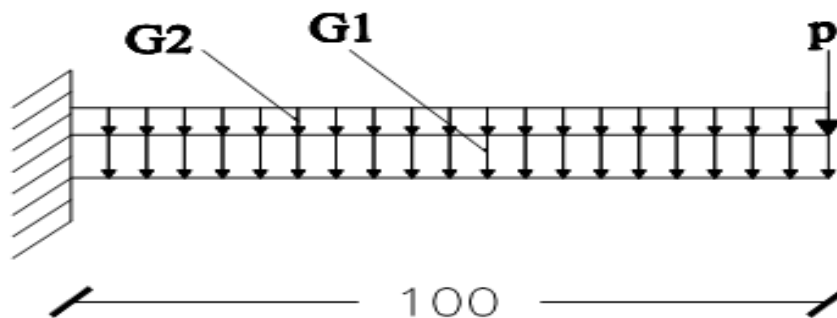
On a :  $L_x=1.00m$  ;  $L_y=3.85m$

Et on a :  $\frac{L_x}{L_y} = 0.26$

L'épaisseur :  $\frac{L_y}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30} \Rightarrow 11 \leq e \leq 12.83$

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

**b- Evaluation des charges :**



*Figure III.11 : Evaluations des charges*

- charges permanentes :  $G1=5,30 \text{ KN/m}^2$
- charge d'exploitation :  $G2= 3.5 \text{ KN/m}^2$
- charge du à la main courante :  $Q= 1.00 \text{ KN/m}^2$

- poids du mur  $p=1.20 \text{ KN/m}^2$

**C. détermination des moments fléchissant et de l'effort tranchant :**

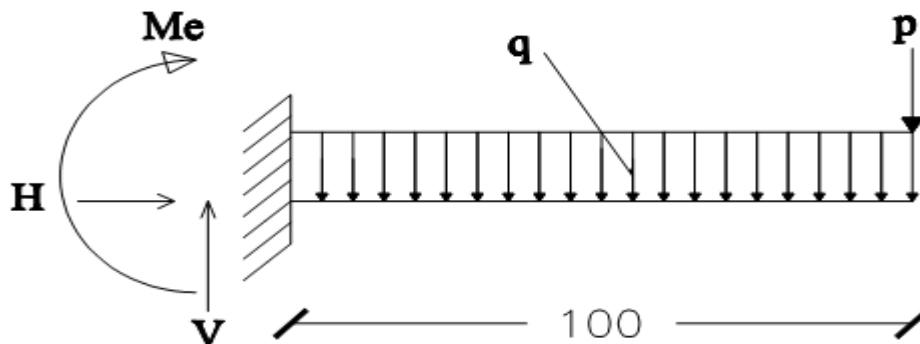


Figure III.12 : Evaluations des charges

1/ ELU :

$$Q_u = 1.35G_1 + 1.5G_2 = 1.35 \times 5.30 + 1.5 \times 3.50 = 12.40 \text{ KN/M}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.20 \times 1.20 \times 1 \text{ ml} = 1.944 \text{ KN.}$$

2/ ELS:

$$Q_s = G_1 + G_2 = 5.30 + 3.50 = 8.80 \text{ KN/M}$$

$$P_s = 1.20 \times 1.20 \times 1 \text{ ml} = 1.44 \text{ KN}$$

Selon le Programme MDSolids, les résultats obtenus sont :

Tableau III.5 : Résultat obtenus Selon le Programme MDSolids

	$P_u$ (kn )	$P_s$ (kn)	$Q_u$ (Kn/ml)	$q_s$ (Kn/ml )	$M_u$ (Kn.ml)	$M_s$ (Kn.ml)	$V_u$ (Kn)	$V_s$ (Kn)
E. courant	1 .944	1 .44	12.4 0	8.80	15.85	11.3 4	19. 92	14 .20

**-Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$  ;  
 $d = 13 \text{ cm}$ .

- ✓ On prend en considération lors du ferrailage du balcon à l'E.L.S, la vérification de la contrainte de l'acier à la traction, puisque l'état de la fissuration est préjudiciable

Les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau III.6 : Les armatures longitudinales deu Balcon.**

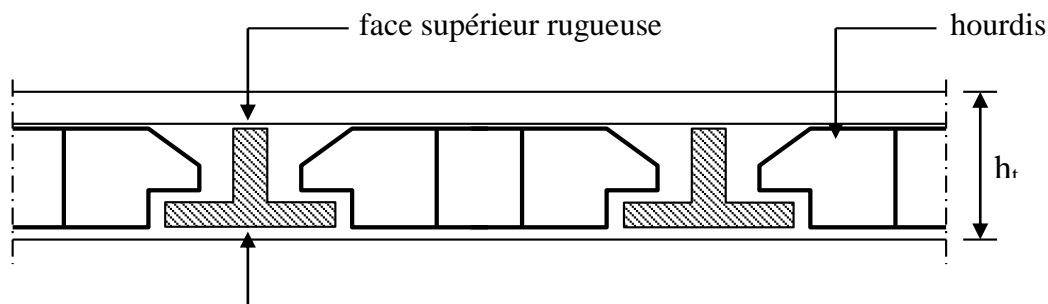
F <sub>c28</sub>			26	Mpa
F <sub>t28</sub> =0.6 + 0.06 f <sub>c28</sub>			2.16	Mpa
Efforts	ELU	ELS	As(cm <sup>2</sup> /ml)	
			ELU	ELS
M(KN,M)	15.85	11.34	3.63	4.71
Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$			204,5 Mpa	
A <sub>min</sub> =0.23.b.d.f <sub>t28</sub> /f <sub>e</sub> cm <sup>2</sup>			1.86	

### III.4.Etude des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

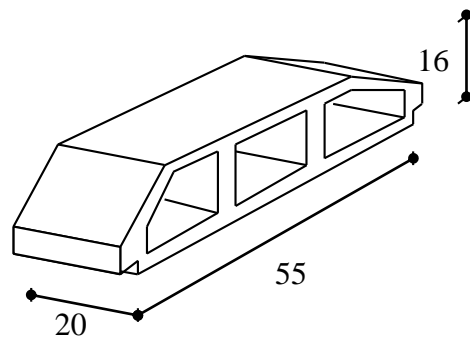
La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x55) cm<sup>3</sup>, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

#### ➤ Dalle à corps creux



**Plancher à corps creux**

*Figure III.13 : Plancher a corps creux*



« Corps Creux »

Figure III.14 : Corps Creux

### III.4.1. Dimensionnement des poutrelles

#### A - Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

**1<sup>ère</sup> Condition :** .....  $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$ .

- Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.82, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  .....CV

- Plancher étage courant :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.80, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  .....CV



**2<sup>ème</sup> Condition :** .....  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

•  $0.8 \leq \frac{2.95}{2.40} = 1.23 \leq 1.25$  ..... CV

•  $0.8 \leq \frac{2.65}{2.40} = 1.10 \leq 1.25$  ..... CV

•  $0.8 \leq \frac{2.65}{2.60} = 1.02 \leq 1.25$  ..... CV

**3<sup>ème</sup>. Condition :** les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante » ..... CV

**4<sup>ème</sup>. Condition :** la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

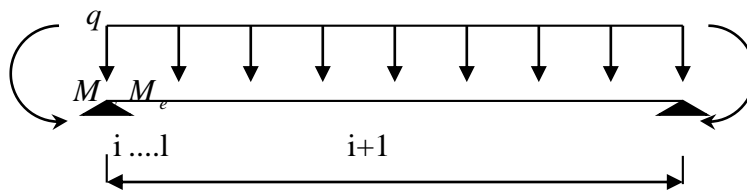
**B - Application de la méthode :**

Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_w$  ;  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

$M_t$  : moment maximal dans la travée considérée.



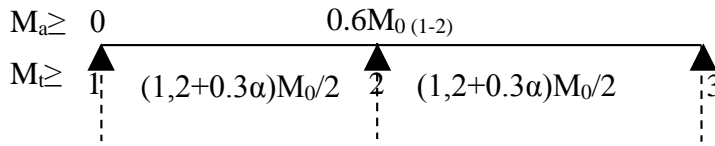
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les contions **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions :

1 •  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

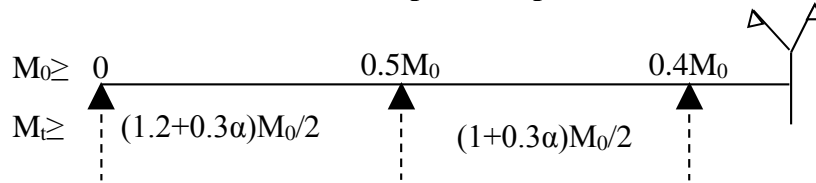
2 •  $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$

**- Les valeurs minimales des moments :**

- ..... cas d'une poutre à deux travées :  $M_{0(1-2)} = \max(M_{01} ; M_{02})$



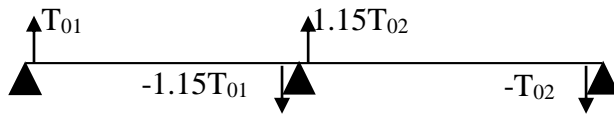
- ..... cas d'une poutre à plusieurs travées :



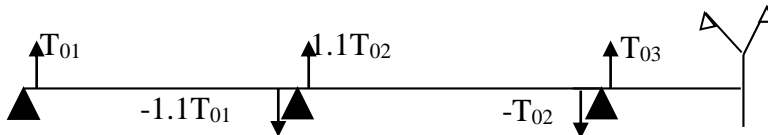
Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :  $M_a = -0.15M_0$

**- Les efforts tranchants :**

- ..... cas d'une poutre à deux travées :



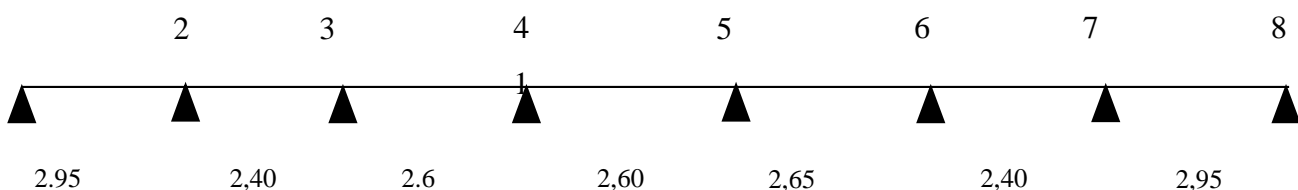
- ..... cas d'une poutre à plusieurs travées :



**a-Evaluation des charges :( charge sollicitée sur les poutrelles)**

**1- plancher terrasse :** c'est le cas le plus défavorable vis-à-vis la charge et on prend le type de poutrelle à 07 traves

**1.1- Type 1 poutrelle à 07 travées**



Charge permanente : .....  $G = 6.34 \text{ KN/m}^2$

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

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+6.34} = 0.135$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.135) = 1.041$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.135)/2 = 0.520$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.135)/2 = 0.620$$

**Calcul à l'état limite ultime :**

**Combinaison de charge :** ..... (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (6.41) + 1.5 (1)] 0.65 = 6.60 \text{ KN/ml.}$$

**Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{0(1-2)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6.60 \times (2.95)^2}{8} = 7.18 \text{ KN.m}$$

**Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.18 = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.18 = 3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{a7} = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.18 = 3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{a8} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.18 = 1.08 \text{ KN.m}$$

**• Les moments en travée :**

**Travée (1-2), (7-8) :** travée de rive

$$M_{t(1-2), (7-8)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (7.18) - (1.08+3.59)/2 = 5.20 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 4.45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(7-8)} = 5.20 \text{ KN.m}$$

**Travée (2-3), (6-7) :** travée intermédiaire

$$M_{t(2-3), (6-7)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (7.18) - (3.59+2.87)/2 = 4.31 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 3.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(6-7)} = 4.31 \text{ KN.m}$$

**Travée (3-4),(4-5), (5-6):** travée intermédiaire

$$M_{t(3-4), (4-5), (5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.18) - (2.87+2.87)/2 = 4.67 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 3.740 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = M_{t(5-6)} = 4.67 \text{ KN.m}$**

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.95/2 = \mathbf{9.74 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 9.74 = \mathbf{10.74 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{8.71 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{7.92 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.60/2 = \mathbf{8.58 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.60/2 = \mathbf{8.58 \text{ KN}}$$

$$T_{w(5-6)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{e(5-6)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65/2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_{w(6-7)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{7.924 \text{ KN}}$$

$$T_{e(6-7)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.40/2 = \mathbf{8.71 \text{ KN}}$$

$$T_{w(7-8)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.95/2 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$$

$$T_{e(7-8)} = q_u L/2 = 6.60 \times 2.95/2 = \mathbf{9.74 \text{ KN}}$$

**Calcul à l'état limite de service :**

**Combinaison de charge :** ..... (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (6.34+1) \times 0.65 = \mathbf{4.78 \text{ KN/m}}$$

**Moments isostatiques :**

$$M_0(1-2) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.817 \times (2.95)^2}{8} = \mathbf{5.20 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_0(1-2) = 0.15 \times 5.20 = \mathbf{0.780 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0(1-2) = 0.5 \times 5.20 = \mathbf{2.60 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0(1-2) = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0(1-2) = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 5.20 = \mathbf{2.08 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_7 = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 5.20 = \mathbf{2.60 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_8 = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 5.20 = \mathbf{0.78 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments en travée :**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$Mt_{(1-2), (7-8)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (5.24) - (0.784 + 2.60) / 2 = 3.80 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.135) \times 5.20 / 2 = 3.25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(7-8)} = 3.80 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3) (6-7) :** travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3), (6-7)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (5.24) - (2.62 + 2.08) / 2 = 3.144 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 5.20 / 2 = 2.726 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

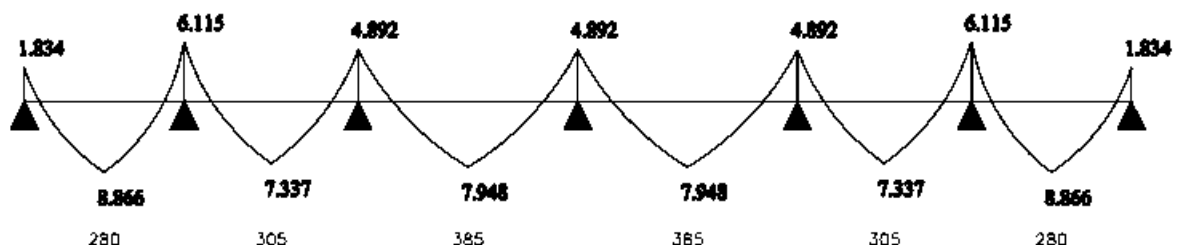
$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(6-7)} = 3.144 \text{ KN.m}}$$

**Travée (3-4), (4-5), (5-6) :** travée intermédiaire

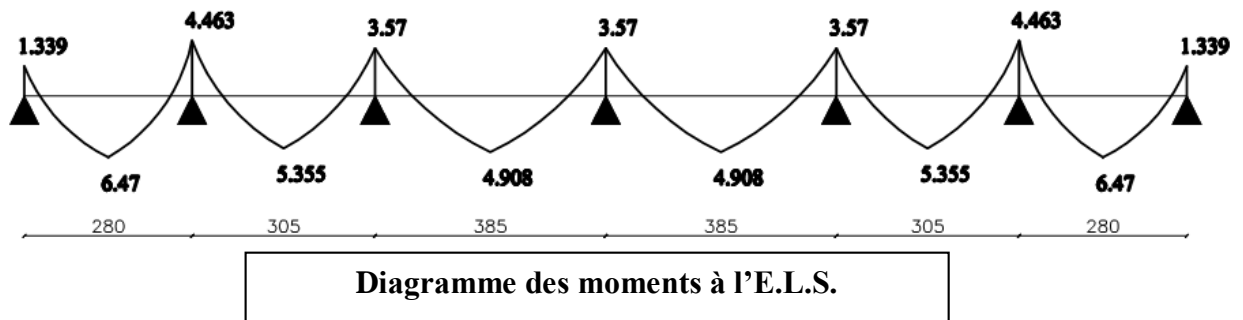
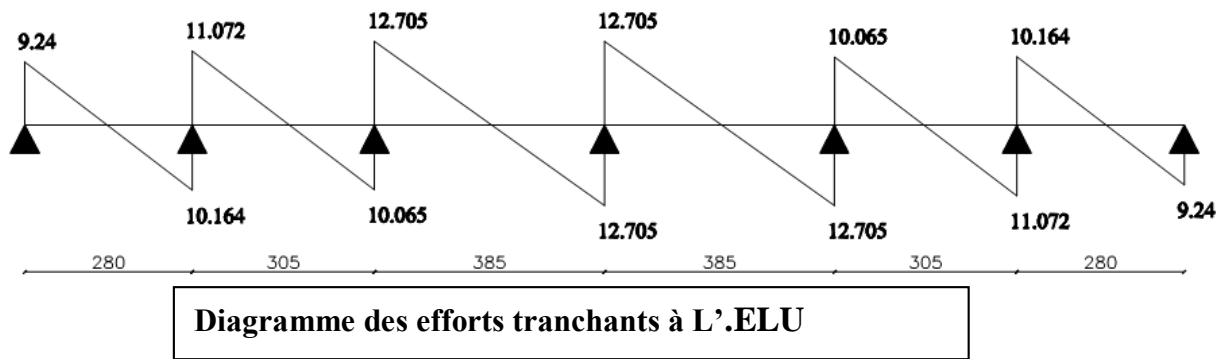
$$Mt_{(3-4), (4-5), (5-6)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (5.24) - (2.096 + 2.08) / 2 = 3.41 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 5.20 / 2 = 2.716 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(3-4)} = Mt_{(4-5)} = Mt_{(5-6)} = 3.41 \text{ KN.m}}$$

**Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**



**Diagramme des moments à L'.ELU**



- Détermination des armatures :

Tableau III.7: Moments ultimes et Moments services

	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$T_U$ (KN)
Appuis	3.59	2.62	10.714
travées	5.20	3.80	

- ✓ On a résumé le ferrailage des poutrelles avec l'utilisation du logiciel SOCOTEC dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse

$F_{c28}$		26 MPa
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$		2.16 MPa
Efforts	ELU	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)
		ELU
$M_{app}$ (KN,M)	3.59	0.58
$M_{tra}$ (KN,M)	5.20	0.84
$A_{min}$ appui=0.23.b.d.f <sub>t28</sub> /f <sub>e</sub>		0.22

$A_{\min \text{ travée}}=0.23.b.d.f_{c28}/f_e$	1.41
--	------

### III.4.2. Vérifications de l'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10.714}{0.10 \times 0.18 \times 1000} = 0,56 \text{ MPa}$$

✓ Pas de risque de cisaillement.

✓ **Tableau III.9: Vérifications de l'influence de l'effort tranchant**

$F_{c28}$	26 MPa
Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$ en MPa	Min (3.46 ; 5)=3.46 MPa

### ✓ III.5. Conclusion

Dans ce chapitre en a basé sur le calcul des éléments secondaires de notre bâtiment à savoir : les escaliers, le balcon et l'acrotère. Le calcul est fait selon les notions de résistance des matériaux et le béton armé (BAEL 91), ainsi que le règlement RPA 99. Dans le chapitre suivant en va entamer l'étude séismique

## **Chapitre IV :**

# ***Influence de la section des poteaux sur le comportement sismique***



## **IV.1.ETUDE SISMIQUE :**

### **IV.1.1.Introduction :**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

### **IV.1.2.L'étude dynamique :**

#### **IV.1.2.1.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**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### **IV.1.2.2. Modélisation de la structure :**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage a étudié.

#### **IV.1.2.3.Modélisation de la structure étudiée :**

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.

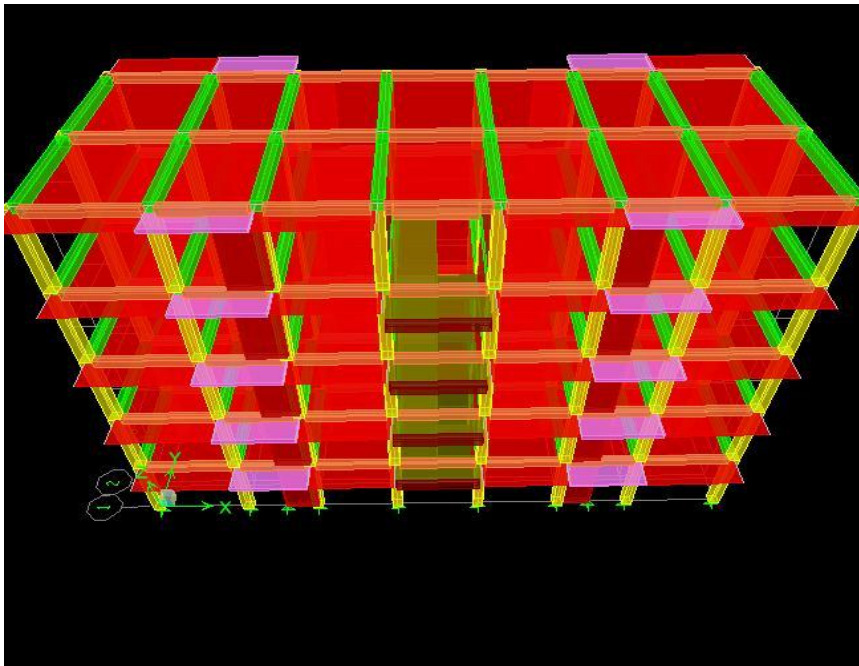
Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

### IV.1.3. Présentation du logiciel ETABS :

Le programme ETABS (**E**xtended **T**hree Dimensional **A**nalyse of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Et de modélisation des structures d'ingénierie, Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages relevant du domaine des bâtiments.



*Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure.*

### IV.1.4. Combinaison D'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

- ELU =  $1.35G + 1.5Q$
- ELS =  $G + Q$
- ELA =  $G + Q \pm E$
- ELA =  $0.8G \pm E$

### IV.1.5. Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

#### **IV.1.5.1. Méthode statiques équivalent :**

##### **IV.1.5.1.1.Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

##### **IV.1.5.1.2.Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

##### **IV.5.1.3.Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I
- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous groupes

**Zone II :** Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III :** Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

#### **IV.1.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

##### **IV.1.5.2.1.Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibration de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

##### **IV.1.5.2.2.Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

##### **IV.1.5.2.3.Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

##### **IV.1.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

##### **IV.1.5.4.Choix de la méthode de calcul :**

La méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente sont applicables, d'après le RPA99 modifié 2003.

#### **IV.1.6.Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

- ◆ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Tissemsilt donc en zone IIa.
- ◆ Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

- ♦ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

#### IV.1.7. Disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.3.

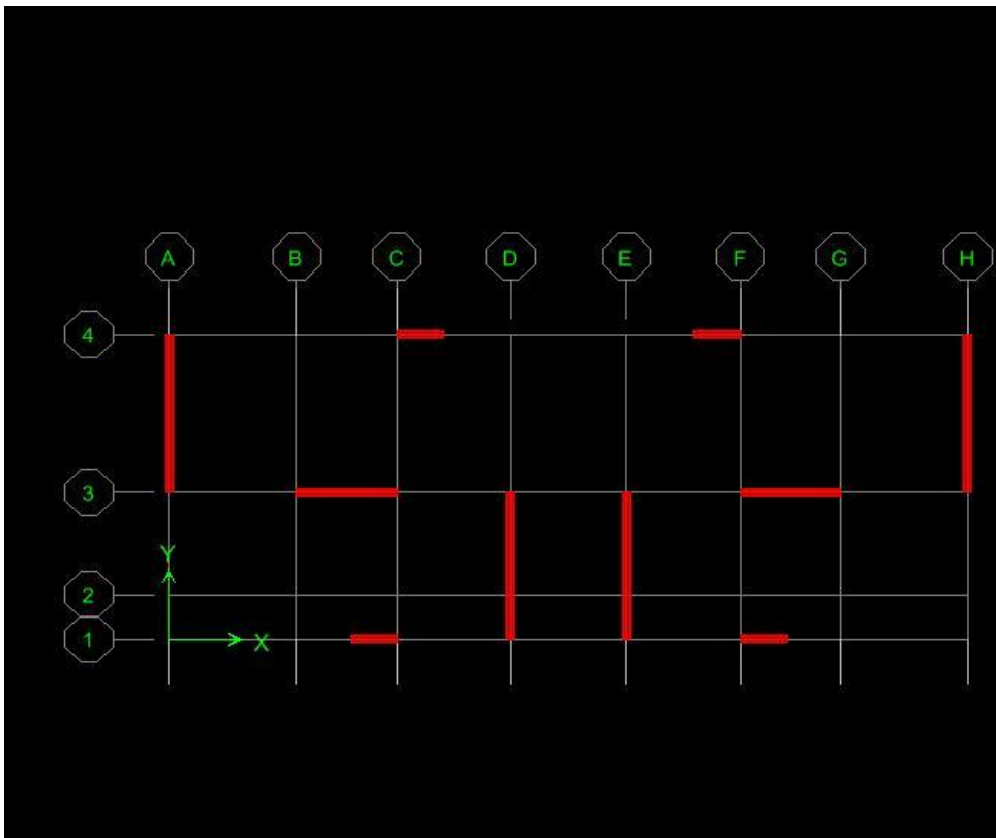


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

#### IV.1.8. Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

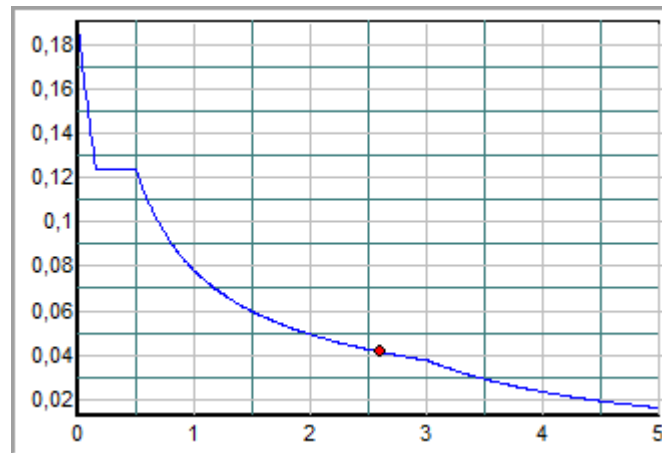


Figure IV.3 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur

$g = 9,81$

$A$  : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « 2 » (bâtiment à usage d'habitation)
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa)

Donc :  $A=0,15$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense)

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=4$  (Portiques contreventés par des voiles.)

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$T_2=0,5$  s (site meuble  $S=3$ )

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q)$$

1. Conditions minimales sur les files de contreventement  $\Rightarrow$  observée  $P_q = 0$
2. Redondance en plan  $\Rightarrow$  observée  $P_q = 0$
3. Régularité en plan  $\Rightarrow$  observée  $P_q = 0$
4. Régularité en élévation  $\Rightarrow$  non observée  $P_q = 0,05$
5. Contrôle de la qualité des matériaux  $\Rightarrow$  non observée  $P_q = 0,05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution  $\Rightarrow$  non observée  $P_q = 0,1$

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,2.$$

#### IV.1.9. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{étage}^i \text{ tel que : } W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{étage}^i$  : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

$W_{Qi}$  : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$  pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

**Tableau IV.1 : Poids des bâtiments en termes de sections des poteaux**

Sections des poteaux m <sup>2</sup>	P1 (25×25)	P2 (30×30)	P3 (35×35)
Masse W (KN)	9536,036	9738,966	9982,424

$$A = 0,15 \text{ (groupe 2 zone IIa)} \quad Q = 1,20 \quad R = 4$$

#### IV.1.9.1 Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par RPA99/ version 2003

$T_2=0,5$  s (site meuble  $S=3$ )

**IV.1.9.2 Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 15,30$  m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

**Tableau IV.2 :** Les dimensions des bâtiments mesurés à sa base dans la direction de calcul considéré

Sections des poteaux (m <sup>2</sup> )		P1 (25×25)		P2 (30×30)		P3 (35×35)	
la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré		20,30	10,65	20,70	10,80	21,10	10,95
<b>D<sub>x</sub></b>	<b>D<sub>y</sub></b>						

**AN :**

-  $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (15,30)^{3/4} = 0,39$  S. Dans les deux directions

$$- \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{15,30}{\sqrt{21,10}} = 0,30S \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{15,30}{\sqrt{10,95}} = 0,42 S \end{cases}$$



**Tableau IV.3 : Les Périodes des bâtiments**

Sections des poteaux (m <sup>2</sup> )		P1 (25×25)		P2 (30×30)		P3 (35×35)	
Période T (S)		T <sub>1X</sub>	T <sub>1Y</sub>	T <sub>2X</sub>	T <sub>2Y</sub>	T <sub>3X</sub>	T <sub>3Y</sub>
Longitudinal	Transversal	0,31	0,42	0,3	0,42	0,3	0,42

On remarque d’après les résultats illustrés dans le tableau V.3, que les périodes du bâtiment sont identiques dans les deux sens x et y pour tous les types des poteaux étudiés.

**IV.1.9.3 Condition sur la période fondamentale :**

*Sens longitudinal* :  $0 < T_{2X} = T_{3X} < T_{1X} < T_2$  donc  $D_{long} = 2,5 \eta = 2,21$ .

*Sens transversal* :  $0 < T_{1Y} = T_{2Y} = T_{3Y} = 0,42 < T_2$  donc  $D_{trans} = 2,5 \eta = 2,21$ .

$D_{long} = D_{trans}$  donc on va faire un seul calcul pour V.

La force sismique totale à la base de la structure est :

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

$$V_x \text{ statique} = V_y \text{ statique} = \frac{0,15 \times 1,20 \times 2,21}{4} \times 9982,424 = 992,75 \text{KN}$$

**Tableau IV.4 : La force sismique totale en termes de sections des poteaux**

Sections des poteaux m <sup>2</sup>	25×25	30×30	35×35
La force sismique totale V	948,36	968,54	992,75

**IV.1.9.4 Résultante des forces sismiques de calcul :**

Le tableau V4 présente les valeurs de la force statique de la structure qui augmente significativement avec l’augmentation de la section du poteau elle et est de l’ordre de 948.36 ; 968.54 et 992.75 KN pour les poteaux P1, P2 et P3 respectivement. D’après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente :  $0.8V < V_t$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

Sections des poteaux m <sup>2</sup>	Résultante des forces sismiques	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	0,8V <sub>st</sub> (KN)	V <sub>dyn</sub> >0,8V <sub>st</sub>
P1 (25×25)	Sens x-x	1110,68	992,75	794,20	Condition vérifiée
	Sens y-y	1122,60	992,75	794,20	Condition vérifiée
P2 (30×30)	Sens x-x	1080,49	968,54	774,83	Condition vérifiée
	Sens y-y	1091,87	968,54	774,83	Condition vérifiée
P3 (35×35)	Sens x-x	1054,55	948,36	758,69	Condition vérifiée
	Sens y-y	1065,74	948,36	758,69	Condition vérifiée

Selon le tableau IV.5 nous constatons que la force dynamique et statique à la base de la structure diminue d'une façon remarquable avec l'augmentation de la section du poteau est ça dans les deux sens de la structures. Par exemple dans le sens x diminue de 2.71% et de 5.05% pour les poteaux P2 et P3 par apport au poteau P1.

#### IV.1.10 Caractéristiques Géométriques :

##### IV.1.10.1 Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub>) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M<sub>i</sub> : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  : sont les coordonnées de l'élément " i".

**IV.1.10.2 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, on supposera qu'à chaque niveau et 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 :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a \begin{cases} \max & e_{ax} = 5\%L_x \\ & e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

**Tableau IV.6 : Centre de masse et Centre de rigidité.**

Sections des poteaux (m <sup>2</sup> )	Et age	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
		Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
<b>P3 (35×35)</b>	<b>RD C</b>	2025,992	10,350	4,013	10,350	3,880	0	0,133
		2025,992	10,350	4,013	10,351	3,738	0,001	0,275
		2025,992	10,350	4,013	10,351	3,660	0,001	0,353
		1987,738	10,340	4,038	10,350	3,621	0,10	0,417
		1916,712	10,350	3,978	10,350	3,618	0,00	0,360
<b>P2 (30×30)</b>	<b>RD C</b>	1971,446	10,350	4,012	10,350	3,864	0,001	0,148
		1971,446	10,350	4,012	10,351	3,703	0	0,309
		1971,446	10,350	4,012	10,350	3,613	0,010	0,399
		1933,192	10,340	4,038	10,350	3,565	0	0,473
		1891,436	10,350	3,977	10,350	3,558	0,001	0,419
<b>P1 (25×25)</b>	<b>RD C</b>	1925,907	10,350	4,012	10,350	3,840	0,001	0,172
		1925,907	10,350	4,012	10,350	3,649	0	0,363
		1925,907	10,350	4,012	10,350	3,538	0,010	0,474
		1887,653	10,339	4,037	10,350	3,478	0	0,559
		1870,662	10,350	3,977	10,350	3,463	0,001	0,514

Donc :

$$e_a = 0,05 \times 21,10 = 1,06 \text{ m}$$

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 1,06m$$

On remarque d'après le tableau IV.6 que les valeurs de l'excentricité dans le sens y diminuent d'une façon remarquable avec l'augmentation de la section du poteau, ces valeurs diminuent de 0.514- 0.419-0.360 pour les poteaux P1, P2 et P3 respectivement.

#### IV.1.11 Caractéristiques dynamiques de bâtiment :

Le tableau IV.3 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS).

Tableau IV.7. Participation des masses cumulées.

Sections des poteaux (m <sup>2</sup> )	Mode	Période (sec)	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	SumU <sub>x</sub>	SumU <sub>y</sub>
P3 (35×35)	1	0,356687	71,3281	0,0003	71,3281	0,0003
	2	0,234559	0,0002	69,5791	71,3282	69,5794
	3	0,212889	0,0669	0,0005	71,3951	69,5799
	4	0,084747	18,4812	0	89,8763	69,5799
	5	0,047771	0,0002	21,8015	89,8765	91,3814
	6	0,043878	0,0014	0	89,8779	91,3815
	7	0,03557	6,4736	0,0004	96,3516	91,3818
	8	0,021293	0,0491	6,0864	96,4006	97,4682
	9	0,020874	2,7021	0,105	99,1028	97,5733
	10	0,019742	0,0065	0	99,1092	97,5733
	11	0,018521	0,0727	0,0014	99,1819	97,5747
	12	0,017466	0,0005	0,0003	99,1824	97,575
P2(30×30)	1	0,374326	71,1887	0,0003	71,1887	0,0003
	2	0,246585	0,0002	69,3393	71,1888	69,3396
	3	0,223709	0,0898	0,0005	71,2787	69,3401
	4	0,089	18,3401	0	89,6187	69,3401
	5	0,049207	0,0002	21,7041	89,6189	91,0442
	6	0,045103	0,0017	0	89,6205	91,0442
	7	0,036774	6,5528	0,0004	96,1733	91,0446
	8	0,02157	0,1136	6,1196	96,2869	97,1643
	9	0,021248	2,7519	0,2483	99,0389	97,4125
	10	0,019979	0,0071	0	99,046	97,4126
	11	0,019361	0,0219	0,0037	99,0679	97,4162
	12	0,01825	0,0151	0,0004	99,083	97,4166
	1	0,395187	71,0117	0,0003	71,0117	0,0003
	2	0,260016	0,0002	69,108	71,0119	69,1083
	3	0,236083	0,1323	0,0006	71,1442	69,1088
	4	0,09393	18,2348	0	89,379	69,1089
	5	0,050817	0,0002	21,6171	89,3792	90,726

<b>P1(25×25)</b>	<b>6</b>	0,046496	0,002	0	89,3812	90,726
	<b>7</b>	0,038179	6,6171	0,0004	95,9983	90,7264
	<b>8</b>	0,021903	0,322	5,8059	96,3203	96,5323
	<b>9</b>	0,021679	2,6255	0,716	98,9458	97,2483
	<b>10</b>	0,02028	0,0111	0,0007	98,9569	97,2489
	<b>11</b>	0,020009	0,0008	0,0056	98,9577	97,2545
	<b>12</b>	0,018823	0,0312	0,0003	98,9889	97,2548

**IV.1.11.1 La période fondamentale de la structure :**

*Tableau IV.8 : Vérification selon RPA99V03  $T_{dyn} < T_{cal}$*

Sections des poteaux m <sup>2</sup>		P1 (25×25)		P2 (30×30)		P3 (35×35)	
La période fondamentale de la structure T (S)		0,395187		0,374326		0,356687	
Participation massique dépasse 90% au		7ém mode	5ém mode	7ém mode	5ém mode	7ém mode	5ém mode
Selon plan x-x	Selon plan y-y						
$T_{dyn}$	$T_{cal}$	0,395187	0,51	0,374326	0,51	0,356687	0,51
Vérification selon RPA99V03 $T_{dyn} < T_{cal}$		Condition vérifié		Condition vérifié		Condition vérifié	

D'après les résultats illustrés dans le tableau IV8 on remarque que l'augmentation de la section des poteaux conduit à la diminution de la période fondamentale de la structure. Le poteau P3 présente la valeur la plus faible elle est de l'ordre de 0.35 comparant aux poteaux P2 et P1 qui donnent des valeurs de 0.37 et 0.39 respectivement. Ces résultats montrent l'efficacité de choix des poteaux de grandes sections.

1°/ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.

2°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

- Selon le **RPA99V03** les valeurs de  $T_{dyn}$  calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

♦ **Poteaux 35×35 :**

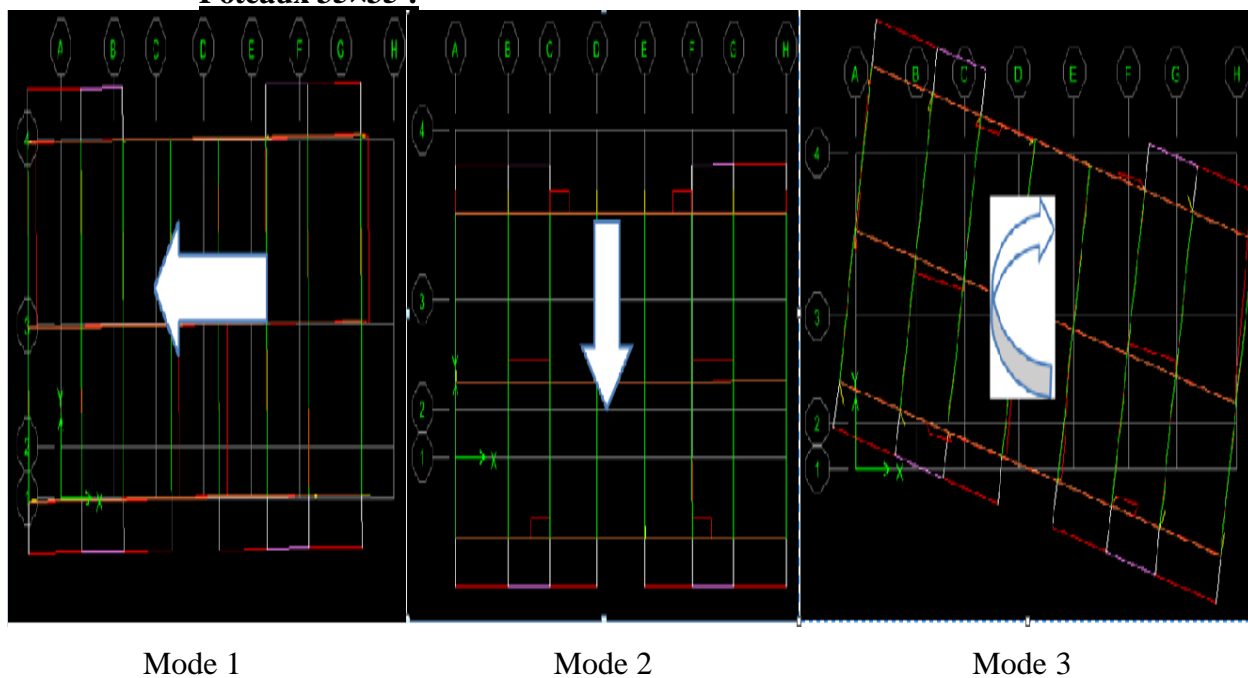


Figure IV.4 :L'action du bâtiment en mode 1 ,2 et 3(Poteaux 35×35)

♦ **Poteaux 30×30 :**

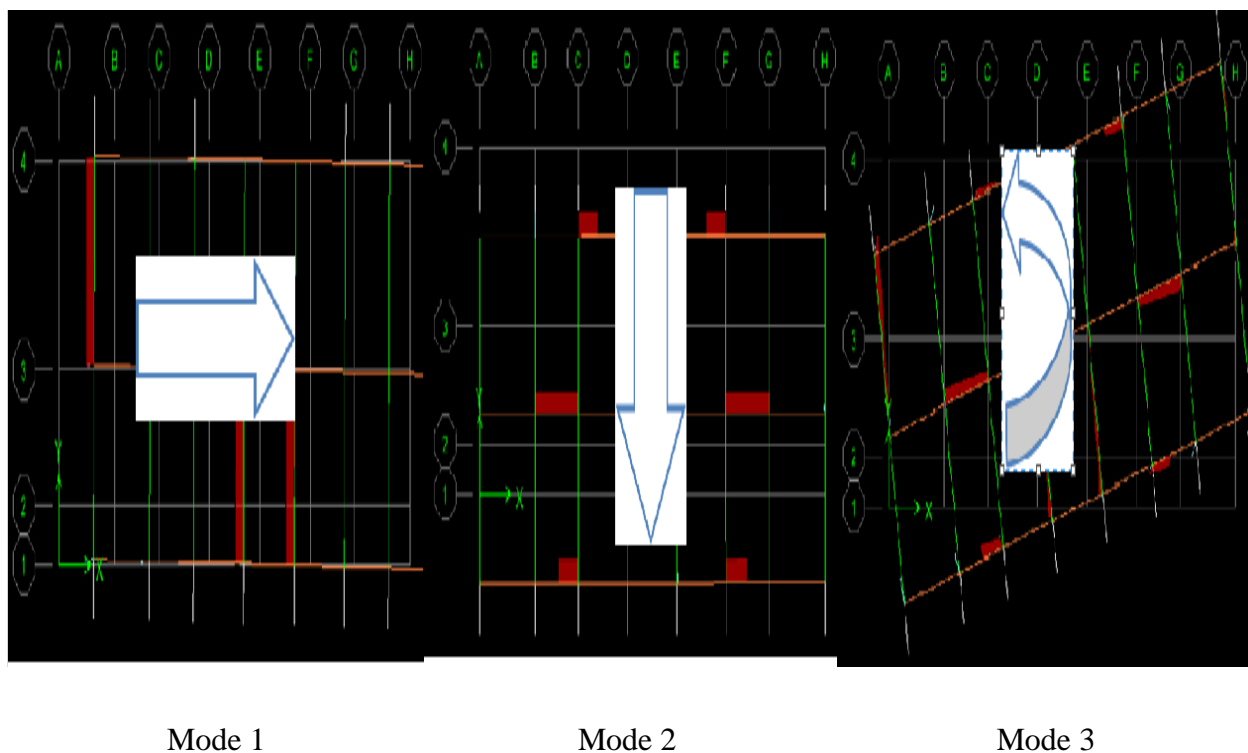


Figure IV.5 :L'action du bâtiment en mode 1 ,2 et 3(Poteaux 30×30)

♦ Poteaux 25×25 :

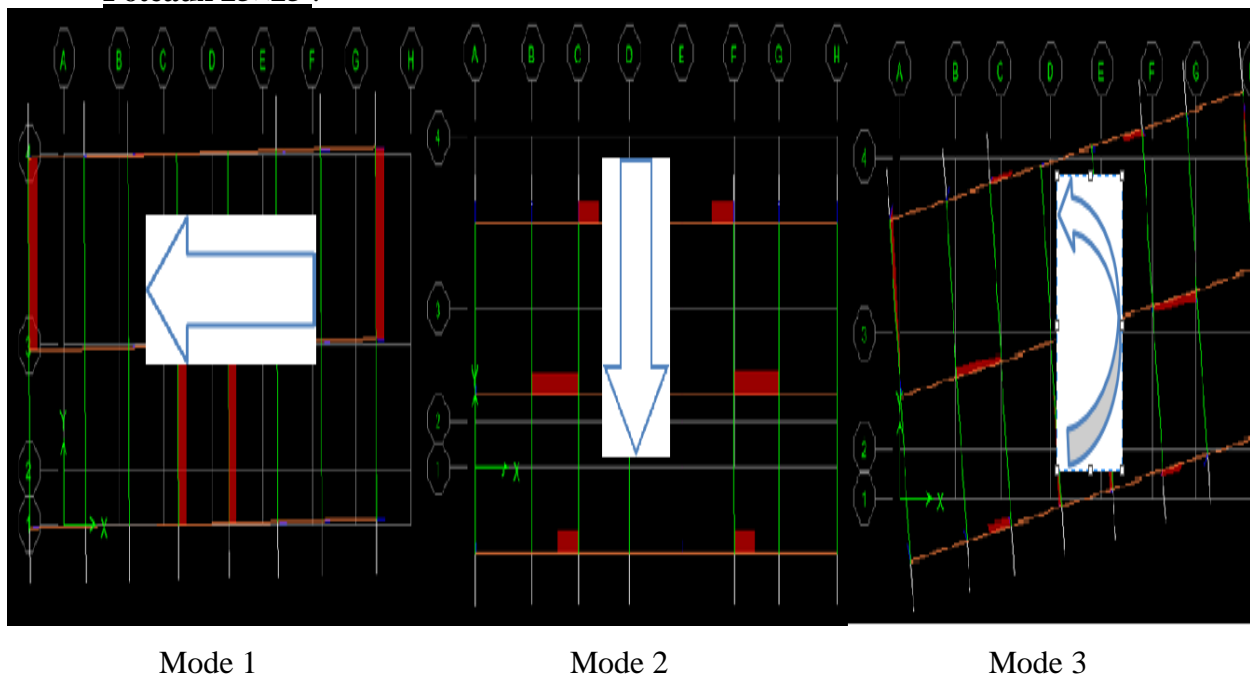


Figure IV.6 :L'action du bâtiment en mode 1 ,2 et 3(Poteaux 25×25)

IV.1.11.2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau i

$h_i$  : Niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas  $T < 0.7$  Sec donc  $F_t = 0 < 0.25 V$  condition vérifiée

$$V_{x,dyn} = V_{y,dyn} \text{ Donc : } F_{x,dyn,i} = F_{y,dyn,i}$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.9 : Résultat des forces sismiques.**

Sections des poteaux (m <sup>2</sup> )	Niveau	H(m)	W <sub>i</sub> (KN)	H x W <sub>i</sub>	V <sub>x</sub> =V <sub>y</sub>	F <sub>x</sub> = F <sub>y</sub>
<b>P3 (35×35)</b>	<b>4</b>	15,30	1916,712	29325,69	992,75	320,44
	<b>3</b>	12,24	1987,738	24329,91	992,75	265,85
	<b>2</b>	9,18	2025,992	18598,61	992,75	203,23
	<b>1</b>	6,12	2025,992	12399,07	992,75	135,48
	<b>RDC</b>	3,06	2025,992	6199,536	992,75	67,74
<b>Somme</b>				90852,82		992,74
<b>P2 (30×30)</b>	<b>4</b>	15,30	1891,436	28938,97	968,54	315,6475
	<b>3</b>	12,24	1933,192	23662,27	968,54	258,0927
	<b>2</b>	9,18	1971,446	18097,87	968,54	197,3998
	<b>1</b>	6,12	1971,446	12065,25	968,54	131,5999
	<b>RDC</b>	3,06	1971,446	6032,625	968,54	65,79996
<b>Somme</b>				88796,99		<b>968,5399</b>
<b>P1 (25×25)</b>	<b>4</b>	15,30	1870,662	28621,13	948,36	311,6832
	<b>3</b>	12,24	1887,653	23104,87	948,36	251,6113
	<b>2</b>	9,18	1925,907	17679,83	948,36	192,5328
	<b>1</b>	6,12	1925,907	11786,55	948,36	128,3552
	<b>RDC</b>	3,06	1925,907	5893,275	948,36	64,17758



<b>Somme</b>			87085,65		<b>948,3601</b>
--------------	--	--	----------	--	-----------------

#### IV.1.12. Vérification vis-à-vis du renversement :

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison  $0.8G \pm E$ . En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui à tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

$M_s$  : Moment stabilisateur due aux charges verticales,  $M_s = W.L/2$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times H_i$

$W$  : Poids du bâtiment

*Tableau IV.10 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur*

	Niveau	H (m)	F (kN)	$M_{\text{Ren}}$ (kN. m)
<b>P3</b>	<b>4</b>	15,30	320,44	4902,732
	<b>3</b>	12,24	265,85	3254,004
	<b>2</b>	9,18	203,23	1865,651
	<b>1</b>	6,12	135,48	829,1376
	<b>RDC</b>	3,06	67,74	207,2844
<b>Somme</b>				11058,81
<b>P2</b>	<b>4</b>	15,30	315,6475	4829,407
	<b>3</b>	12,24	258,0927	3159,055
	<b>2</b>	9,18	197,3998	1812,13
	<b>1</b>	6,12	131,5999	805,3914

	<b>RDC</b>	3,06	65,79996	201,3479
<b>Somme</b>				10807,33
<b>P1</b>	<b>4</b>	15,30	311,6832	4768,753
	<b>3</b>	12,24	251,6113	3079,722
	<b>2</b>	9,18	192,5328	1767,451
	<b>1</b>	6,12	128,3552	785,5338
	<b>RDC</b>	3,06	64,17758	196,3834
<b>Somme</b>				10597,84

Tableau IV.11 : Calculs du moments stabilisants et moment renversant pour chaque structure.

Sections des poteaux (m <sup>2</sup> )		Moment stabilisateur M <sub>s</sub> (KN.m)		Moment renversant M <sub>r</sub> (KN.m)	Verification Ms /Mr ≥ 1,5		Remarques
<b>P3 (35×35)</b>							
<b>Sens longitudinal</b>	<b>Sens transversal</b>	103298,2	40042,08	11058,81	9,340806	3,620831	Conditions vérifiées
<b>P2 (30×30)</b>							
<b>Sens longitudinal</b>	<b>Sens transversal</b>	100779	39056,79	10807,33	9,32506	3,613917	Conditions vérifiées
<b>P1 (25×25)</b>							
<b>Sens longitudinal</b>	<b>Sens transversal</b>	98677,21	38240,29	10597,84	9,311068	3,60831	Conditions vérifiées

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens y.

### IV.13. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ :

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet du 2<sup>ème</sup> ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales, c'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- ❖ L'importance de la charge axiale P.
- ❖ La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- ❖ La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P-  $\Delta$  est négligeable, on doit vérifier la rigidité de la structure. Le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **k**.

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

$h_k$ : Hauteur de l'étage **k**.

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$ : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de la torsion).

**R**: Coefficient de comportement de la structure.

Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$  selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9 page 54).

Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est instable et doit être redimensionnée.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 99/ V. 2003 Art 5.10 page 54).

Le logiciel de calcul **ETABS** donne directement les valeurs suivantes  $\delta_{ek}$  avec la combinaison

---

des charges suivantes G+Q+E.

Tableau IV.12 : Déplacements relatifs inter étages

Section des poteaux (m <sup>2</sup> )	Etag e	Sens-X			Sens-Y			1%.h [m]	Observ ation
		$\delta_e$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\delta_e$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]		
P3 (35×35)	4	0,0052	0,0208	0,0048	0,0024	0,0096	0,0024	0,0306	Vérifiée
	3	0,004	0,016	0,0052	0,0018	0,0072	0,0028	0,0306	Vérifiée
	2	0,0027	0,0108	0,0052	0,0011	0,0044	0,0028	0,0306	Vérifiée
	1	0,0014	0,0056	0,0036	0,0006	0,0024	0,002	0,0306	Vérifiée
	RDC	0,0005	0,002	0,002	0,0002	0,0008	0,0008	0,0306	Vérifiée
P2 (30×30)	4	0,0058	0,0232	0,006	0,0027	0,0108	0,004	0,0306	Vérifiée
	3	0,0043	0,0172	0,0056	0,0017	0,0068	0,0016	0,0306	Vérifiée
	2	0,0029	0,0116	0,0052	0,0013	0,0052	0,0024	0,0306	Vérifiée
	1	0,0016	0,0064	0,0044	0,0007	0,0028	0,002	0,0306	Vérifiée
	RDC	0,0005	0,002	0,002	0,0002	0,0008	0,0008	0,0306	Vérifiée
P1 (25×25)	4	0,0064	0,0256	0,0064	0,0026	0,0104	0,0016	0,0306	Vérifiée
	3	0,0048	0,0192	0,0064	0,0022	0,0088	0,0032	0,0306	Vérifiée
	2	0,0032	0,0128	0,006	0,0014	0,0056	0,0028	0,0306	Vérifiée
	1	0,0017	0,0068	0,0048	0,0007	0,0028	0,002	0,0306	Vérifiée

	<b>RDC</b>	0,0005	0,002	0,002	0,0002	0,0008	0,0008	0,0306	Vérifiée
--	------------	--------	-------	-------	--------	--------	--------	--------	----------

**Tableau IV.13** : Vérification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$ .

	Etage	h <sub>k</sub> [m]	P <sub>k</sub> [ kN]	Sens-X			Sens-Y		
				$\Delta_k$ [m]	V <sub>k</sub> [kN]	$\theta_k$	$\Delta_k$ [m]	V <sub>k</sub> [kN]	$\theta_k$
<b>P3 (35×35)</b>	<b>4</b>	15,30	1916,712	0,0048	432,15	0,001391	0,0024	445,54	0,000675
	<b>3</b>	12,24	1987,738	0,0052	706,43	0,001195	0,0028	705,98	0,000644
	<b>2</b>	9,18	2025,992	0,0052	905,16	0,001268	0,0028	893,46	0,000692
	<b>1</b>	6,12	2025,992	0,0036	1040,89	0,001145	0,002	1036,67	0,000639
	<b>RDC</b>	3,06	2025,992	0,002	1110,68	0,001192	0,0008	1122,60	0,000472
<b>P2(30×30)</b>	<b>4</b>	15,30	1891,436	0,006	423,93	0,00175	0,004	438,14	0,001129
	<b>3</b>	12,24	1933,192	0,0056	690,27	0,001281	0,0016	689,69	0,000366
	<b>2</b>	9,18	1971,446	0,0052	883,60	0,001264	0,0024	871,86	0,000591
	<b>1</b>	6,12	1971,446	0,0044	1014,22	0,001398	0,002	1010,09	0,000638
	<b>RDC</b>	3,06	1971,446	0,002	1080,49	0,001193	0,0008	1091,87	0,000472
<b>P1(25×25)</b>	<b>4</b>	15,30	1870,662	0,0064	416,95	0,001877	0,0016	431,86	0,000453
	<b>3</b>	12,24	1887,653	0,0064	676,56	0,001459	0,0032	676,01	0,00073
	<b>2</b>	9,18	1925,907	0,006	865,14	0,001455	0,0028	853,71	0,000688
	<b>1</b>	6,12	1925,907	0,0048	991,32	0,001524	0,002	987,61	0,000637
	<b>RDC</b>	3,06	1925,907	0,002	1054,55	0,001194	0,0008	1065,74	0,000472

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs  $\theta_{k/x}$  et  $\theta_{k/y}$  sont inférieures à 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- $\Delta$  (Stable) pour les différentes sections des poteaux étudiées.

**Chapitre V :**

***Etude des Eléments Structuraux  
en fonction de la section des  
poteaux***

### V.1.Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel ETABS V. 9.7.4 qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

### V.2.Ferrailage des poteaux :

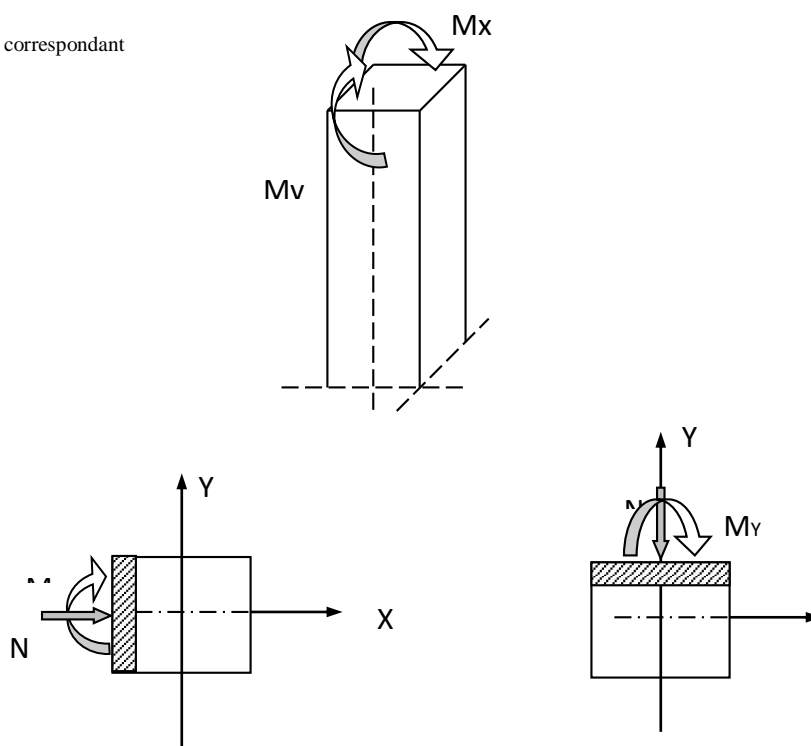
Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$N_{max}$  —————→ M correspondant

$N_{min}$  —————→ M correspondant

$M_{max}$  —————→ N correspondant



1.

2. Figure V.1 : Sollicitation de poteau a ferraille.



Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

**Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.**

	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa
<b>Situation durable</b>	1,5	26	14,73	348
<b>Situation accidentelle</b>	1,15	26	19,22	400

**V.2.1. Combinaisons des charges :**

**V.2.1.1. Les combinaisons d'action :**

**a) Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- 1.35 G + 1.5 Q à l'E.L.U.

G + Q à l'E.L.S

**b) Règlement RPA 99/V.2003 :**

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

- G + Q ± E (1)

- 0.8 G ± E (2)

➤ **Les poteaux :**

- **ELU** : 1.35 G + 1.5 Q ..... (BAEL 91).

- **ELS** : G + Q ..... (BAEL 91).

- **Accidentelle** : 0.8 G ± E .....(RPA99/V.2003).

G + Q ± E .....(RPA99/V.2003).

➤ **Les poutres :**

- **ELU** : 1.35 G + 1.5 Q ..... (BAEL 91).

- **ELS** : G + Q ..... (BAEL 91).

- **Accidentelle** : G + Q ± E .....(RPA99/V.2003).

0.8 G ± E .....(RPA99/V.2003).

➤ **Pour les voiles :**

- G + Q ± E .....( RPA99/V.2003).

- 0.8 G ± E .....(RPA99/V.2003).

**V.2.2.Recommandations du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2.1**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :

-  $A_s \geq 0.8\% b \times h$  en zone II.

➤ Leur pourcentage maximal

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm. ( $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ )

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

-  $40 \varnothing$  en zone II.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II.

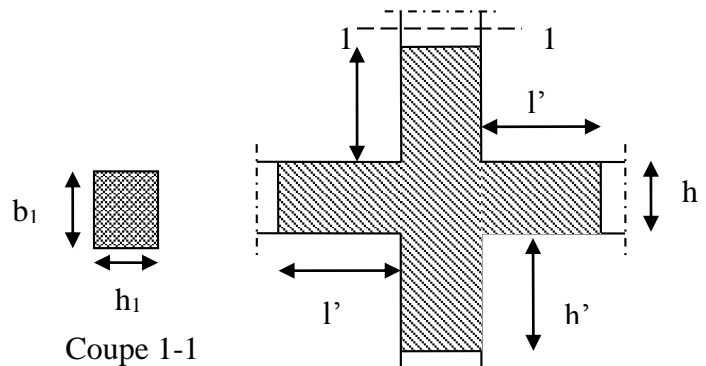
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Figure V.2 : Zone nodale**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/V.2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> = 0,8% × S RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
		zone courante A <sub>max1</sub> = 4% × S	zone de recouvrement A <sub>max1</sub> = 6% × S
35×35	9,8	49	73,5
30×30	7,2	36	54
25×25	5	25	37,5

### V.2.3.Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V9.7.4, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

N < 0 : effort de traction.

N > 0 : effort de compression

**Tableau V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	ELU		G + Q + E		0.8G + E		ELS	
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
35×35	1000,9 3	18,24	50,23	1387,1 5	887,8 8	9,291	627,5 6	13,55
30×30	750,68	16,70	46,28	989,28	689,6 4	7,315	554,3 5	11,91
25×25	570,56	14,59	38,89	754,59	512,3 1	6,51	465,2 4	10,20

**V.2.4. Calcul de ferrailage des poteaux :**

$C = 2\text{cm}$ ,  $d = h - 2 = 33\text{ cm}$ , Acier FeE = 400MPa,  $l = 306\text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 26\text{MPa}$ .

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

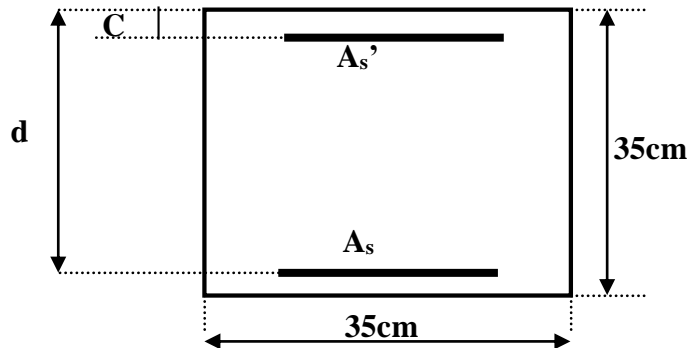


Figure V.3 : Section du poteau à étudier

• 1<sup>ère</sup> Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0,018\text{ m} = 1,8\text{ cm.}$$

$e = 0,018\text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175\text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1000.93 \times \left( 0,33 - \frac{0,35}{2} + 0,018 \right) = 173,16\text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 1000.93\text{ KN} < 1461,58\text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right). & M_u = 173,16\text{ KN.m} < 236,13\text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = 0$ ).

• 2<sup>ème</sup> Cas G + Q + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,036\text{ m} = 3,6\text{ cm.}$$

$e = 0,036\text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175\text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1387,15 \times \left( 0,33 - \frac{0,35}{2} + 0,036 \right) = 264,95 \text{ KN.m .}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad N_u = 1387,15 \text{ KN} < 1907,10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 264,95 \text{ KN.m} < 319,14 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=0$ ).

• **3<sup>ème</sup> Cas 0,8G + E:**

$$e = \frac{M}{N} = 0,01 \text{ m} = 1 \text{ cm.}$$

$e = 0,01 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 887,88 \times \left( 0,33 - \frac{0,35}{2} + 0,01 \right) = 146,50 \text{ KN.m .}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad N_u = 887,88 \text{ KN} < 1907,10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 146,50 < 182,51 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3= 0$ ).

➤ **Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 9,8)$$

Pour une section de béton (35×35) cm<sup>2</sup>

$$A_{\text{adopté}} = 9,8 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T14+4T12 =10,68 cm<sup>2</sup>.**

**Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.**

---

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA99	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
35×35	0	9,8	4T14+4T12=10,68
30×30	0	7,2	4T12+4T12=9,04
25×25	0	5	4T12+4T12=9,04

### V.2.5.Calcul des armatures transversales :

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- Vu : Effort tranchant de calcul ;
- h1 : hauteur totale de la section brute ;
- fe: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ<sub>a</sub> : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élancement géométrique λ<sub>g</sub> ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.
- St : Espacement des armatures transversales.

#### V.2.5.1.Condition de l'espacement :

D'après le RPA 99 (version2003) on à :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$  on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$  on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### a) Zone courante :

Calcul de l'élancement géométrique λ<sub>g</sub> :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 2,14 \text{ m}.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,14}{0,35} = 6,11 \text{ m}.$$

$$\lambda_g = 6,11 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times v_u}{h_t f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 88,19}{35 \times 400 \times 10^2} = 3,78 \text{ cm}^2$$

### V.2.5.2. Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$  : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 6,11 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>.**

*Tableau V.5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.*

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Barres transversales	St (cm) Zone courante	St (cm) Zone nodale
35×35	4T8	15	10
30×30	4T8	15	10
25×25	4T8	15	10

### V.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (35×35) cm<sup>2</sup> »

$$T_{\max} = 88,19 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$  :

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{88,19}{(35 \times 33)} = 0,76 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$ .

$\tau_u = 0,76 < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc on n'a pas de risque de cisaillement

**V.2.7.Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

**Zone courante :**

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{350 \times 150} = 1,53 \text{ MPa} \geq \max(0,76 ; 0,4) = 0,76 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Zone nodale :**

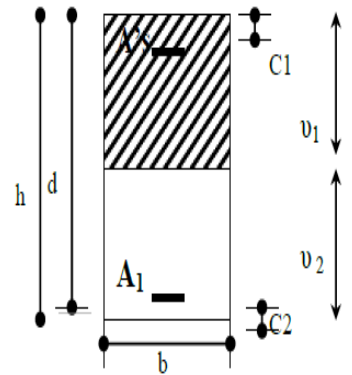
$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{350 \times 100} = 2,30 \text{ MPa} \geq \max(0,76 ; 0,4) = 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.2.8.Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N<sub>ser</sub> , M<sub>ser</sub>)

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.



La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15,6 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 627,56 \text{ KN} ; M_{cor} = 7,012 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = 0,011 \text{ m} = 1,11 \text{ cm.}$$

$$e = 0,011 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,35}{6} = 0,058 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15,6 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$B = b \times h + 15A_s = 35 \times 35 + 15(10,68) = 1385,2 \text{ cm}^2 .$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15,6 \text{ MPa}$$



$$v = \frac{1}{B} \cdot \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right) = 19,29 \text{ cm}$$

$$v' = h - v = 15,71$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (v - d)^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2 = 159088,95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{GG}} = \frac{701,2}{159088,95} = 0,004.$$

$M$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 7,012 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{min}}{B} = \frac{627560}{1385,2 \times 100} = 4,53 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v = 4,61 \text{ Mpa .}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} \longrightarrow 4,61 \text{ MPa} \leq 15,6 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CONDITION VERIFIER.}$$

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

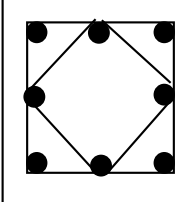
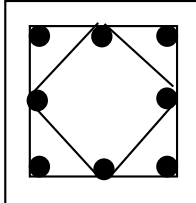
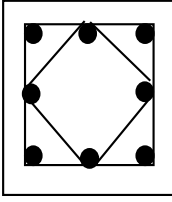
$$\sigma_s = 15[\sigma_0 + k(v - c)] = 68,99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow 68,99 \text{ MPa} \leq 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CONDITION VERIFIER}$$

Tableau V.6 : les résultats de la vérification à L' ELS.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$	Vérification de la section minimale d'armatures transversales $\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa})$		Vérification à L'ELS		observation
		Zone courante	Zone nodale	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	
35×35						
30×30	0,76 < 5	1,53 ≥ 0,76	2,30 ≥ 0,4	4,61 ≤ 15,6	68,99 ≤ 400	Condition vérifié
25×25	1,05 < 5	1,79 ≥ 1,05	2,68 ≥ 1,05	5,35 ≤ 5,45	81,79 ≤ 400	Condition vérifié
	1,53 < 5	2,14 ≥ 1,53	3,22 ≥ 1,53	6,31 ≤ 15,6	94,21 ≤ 400	Condition vérifié

**Tableau.VI.7** : Ferrailages des poteaux.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Poteaux
35×35	 4T14+4T12
30×30	 4T12+4T12
25×25	 4T12+4T12

### V.3.Ferraillage des poutres :

#### V.3.1.Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

On distingue deux types de poutres ; les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle logiciel ETABS V9.7.4.

#### V.3.2.Recommandation des RPA 99/version 20 :

##### V.3.2.1.Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

##### V.3.2.2.Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité des armatures transversales doit vérifier  $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$ .

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ( $h/4 ; 1,2\phi$ ).
- En dehors de la zone nodale  $S \leq h/2$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées (les combinaisons les plus défavorables) , présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

1,35G+1 ,5Q selon BAEL 91

0,8G± E selon RPA99

G + Q ±E selon RPA99

V.3.3.Poutre principale (30× 35) :

Tableau V.8 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q	
Valeurs	En travée	En appuis	En travée	En appuis
	34,48	61,10	25,28	44,92

V.3.3.1.Calcul des armatures longitudinales :

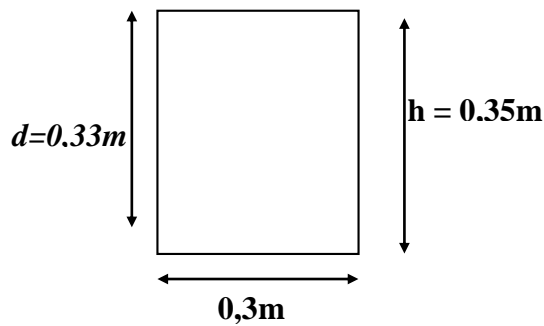


Figure V.4 : Section du poutre principale à étudier

Calculons d’abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b \cdot ht = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max1} = 4\%b \cdot ht = 42 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max2} = 6\% b \cdot ht = 63 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

1. Combinaisons 1,35G+1,5Q :

• ELU :

• Sur travée :

2.  $M_u = 34,48 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34,48 \times 10^3}{14,74 \times 30 \times 33^2} = 0,07 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,07)}}{2}$$

$\beta = 0,963,$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34,48 \times 10^3}{348 \times 0,953 \times 33} = 3,15 \text{ cm}^2.$$

- **Sur appui :**
- **Ma = 61,10 KN.m**
- $\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{61,10 \times 10^3}{14,74 \times 30 \times 33^2} = 0,13 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$
- $\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,13)}}{2}$
- $\beta = 0,93,$
- $A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{61,10 \times 10^3}{348 \times 0,93 \times 33} = 5,72 \text{ cm}^2.$

**3. Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$   
 $A_{min} = 0.001 \times 30 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2.$

**4. Condition de non fragilité (Art A-4,2,1 BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,16}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

*Tableau V.9 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres principales.*

Poutres	Position	Moment de calcul (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale	Appuis	61,10	5,72	1,05	5,25	5,72	3T14+2T12 = 6,88 cm <sup>2</sup>
	Travée	34,48	3,15	1,05	5,25	5,25	3T14+1T12 = 5,75 cm <sup>2</sup>

**V.3.3.2.Ferrailage des armatures transversales :**

**V.3.3.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad (\text{Art A-5.1.1})$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{88,19 \times 10^2}{33 \times 30} = 8,9 \text{ Kg / cm}^2 = 0,8 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91 )

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,8 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CONDITION VEREFIER}$$

**V.3.3.2.2.Disposition constructive :**

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}); St = 8,75 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 17,5 \text{ cm ; en prend } St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min(0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St=20 \text{ cm} \leq \min(29,7 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.3.3.2.3.Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :**

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

Fe =400 MPa ; δs=1 .

$$(*) \Rightarrow \left[\frac{At}{St}\right] \geq \frac{(0,8-0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,014 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\left[ \frac{At}{St} \right] \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

De (1) et (2) :  $\left[ \frac{At}{St} \right] \geq 0,03 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2 . \\ S_t = 20 \text{ cm} . \end{cases}$$

**V.3.3.2.4. Vérification a l'état limite de service :**

On travée :  $M_s = 25,28 \text{ KN.m}$

On appuis :  $M_s = 44,92 \text{ KN .m}$

• **Travée :**

3. **Tableau VI.10 : Vérification des contraintes sur travée.**

Moment service	$M_{ser}$	25,28 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,75}{30} = 2,88 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 2,88 \times 33 = 190,08 \text{ cm}^2$ $Y = -2,88 + \sqrt{2,88^2 + 190,08} = 11,20 \text{ cm}$	17,54 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	55038,73 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,046 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0,52 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	15,042 MPa

Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,52 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	<b>15,042 &lt; 400</b>

- Appuis :

- *Tableau V.11 : Vérification des contraintes sur appuis.*

Moment service	$M_{ser}$	44,92 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,88}{30} = 3,44 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 3,44 \times 33 = 227,04 \text{ cm}^2$ $Y = -3,44 + \sqrt{3,44^2 + 227,04} = 12,01 \text{ cm}$	11,20cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	62791,10 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,071 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0,85 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	22,35 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,85 < 15,6 vérifiée



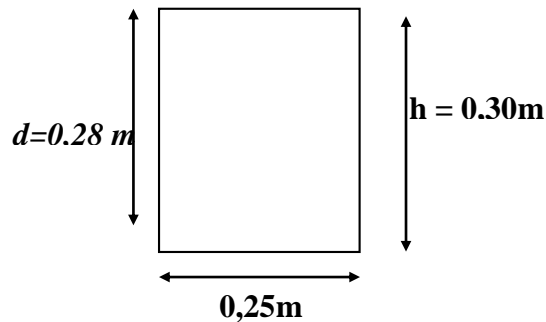
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	<b>22,35 &lt; 400</b>

**V.3.4.Poutre Secondaire (25×30) :**

*Tableau V.12 : les résultats des efforts et moments.*

Combinaisons	1.35G+1.5Q	
Valeurs	En travée	En appuis
	19,41	39,573

**V.3.4.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :**



*Figure V.5 : Section du poutre secondaire à étudier*

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%b \cdot ht = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ (Sur toute la section).}$$

$$A_{\max1} = 4\%b \cdot ht = 30 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max2} = 6\% b \cdot ht = 45 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- **Sur travée :**

$$M_u = 19,41 \text{ KN.m .}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{19,41 \times 10^3}{14,74 \times 25 \times 28^2} = 0,067 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,067)}}{2} \dots \dots \dots \beta = 0,965.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{19,41 \times 10^3}{348 \times 0,965 \times 28} = 2,06 \text{ cm}^2.$$

• **Sur appui :**  
**Ma = 39,57 KN.m**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{39,57 \times 10^3}{14,74 \times 25 \times 28^2} = 0,14 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots, A' = 0 .$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,14)}}{2}$$

$$\beta = 0,924.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{39,57 \times 10^3}{348 \times 0,924 \times 28} = 4,39 \text{ cm}^2.$$

**1. Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,001 \times 25 \times 30 = \mathbf{0,75 \text{ cm}^2}.$$

**2. Condition de non fragilité (Art A-4, 2,1 BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,16}{400} = 0,87 \text{ cm}^2.$$

**Tableau V.13 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poutres Secondaire.**

Poutres	Position	Moment de calcul (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Poutre Secondaire	Appuis	39,57	4,39	0,75	3,75	4,4	3T12+1T12 = 4,53
	Travée	19,41	2,06	0,75	3,75	3,75	3T12+1T12 = 4,53

**V.3.4.2.Ferrailage des armatures transversales :**

**V.3.4.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad (\text{Art A-5.1.1})$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{88,19 \times 10^2}{28 \times 25} = 12,60 \text{ Kg / cm}^2 = 1,26 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91 )

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,47 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CONDITION}$$

VERIFIER

**V.3.4.2.2.Disposition constructive :**

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); St = 7,5 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm} ; \text{ en prend } St = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (25,2 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.3.4.2.3.Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :**

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}; \delta_s=1$$

$$(*) \Rightarrow \left[ \frac{At}{St} \right] \geq \frac{(1,26 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 25 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,04 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

4.

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left[ \frac{A_t}{S_t} \right] \geq \frac{0,63 \times 25}{400} = 0,04 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

De (1) et (2) :  $\left[ \frac{A_t}{S_t} \right] \geq 0,04 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  .

$$D'où \quad A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2 . \\ S_t = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

**V.3.4.2.4 Vérification a l'état limite de service :**

On travée :  $M_s = 40,591 \text{ KN.m}$

On appuis :  $M_s = 53,714 \text{ KN .m}$

- **Travée :**

- 5.
- 6.
- 7.
- 8.
- 9.
- 10.
- 11.
- 12.
- 13.
- 14.

15. **Tableau V.14 : Vérification des contraintes sur travée.**

Moment service	$M_{ser}$	25,28 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,53}{25} = 2,72 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 2,72 \times 28 = 152,32 \text{ cm}^2$ $Y = -2,72 + \sqrt{2,72^2 + 152,32} = 9,92 \text{ cm}$	9,92 cm

Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	30346,86 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	0,08 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0,8 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	21,7 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,8 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	21,7 < 400

**Appuis :**

**Tableau V.15 : Vérification des contraintes sur appuis.**

Moment service	$M_{ser}$	44,92 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,53}{25} = 2,72 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 2,72 \times 28 = 152,32 \text{ cm}^2$ $Y = -2,72 + \sqrt{2,72^2 + 152,32} = 9,92 \text{ cm}$	9,92 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	30346,86 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	0,15 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	1,5 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	40,68 MPa

Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1,5 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	40,68 < 400

### V.3.5.Vérification de la flèche

✓ **Poutre Principale (30×35) :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{455} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,06$$

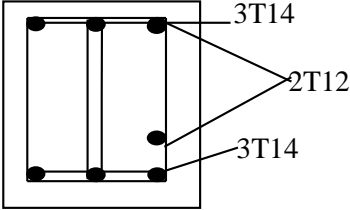
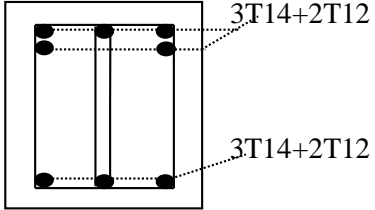
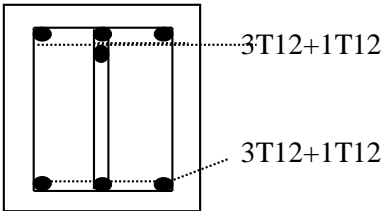
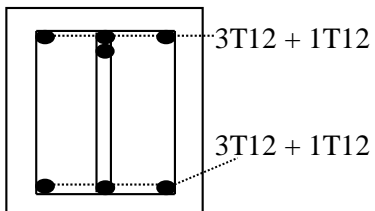
$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{6,88}{30 \times 33} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01$$

✓ **Poutre Secondaire (25×30) :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{360} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,06$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{4,53}{25 \times 28} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 .$$

Tableau V.16 : Ferrillages des poutres.

Poutres	Travée	Appuis
<b>Poutres principales</b>		
<b>Poutres secondaires</b>		

**Chapitre VI :**

***Etude de l'infrastructure***



## VI.1.Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

## VI.2.Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

### VI.2.1.Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

### VI.2.2.Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes) ;
- Fondations sur pieux (profondes).

### VI.2.3.Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau ;
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile ;

### VI.2.4. Choix du type de fondations :

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

### VI.2.5.Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement ;
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $G \pm 0,8 E$

$$G+Q \pm E$$

### VI.2.6.Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,9 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

### VI.2.7.Vérification des semelles isolées :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel L'ETABS .V.9.7.4, N=3709,31 KN

S : Surface d'appuis de la semelle=A.B

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.  $\overline{\sigma_{sol}}=190 \text{ KN/m}^2$

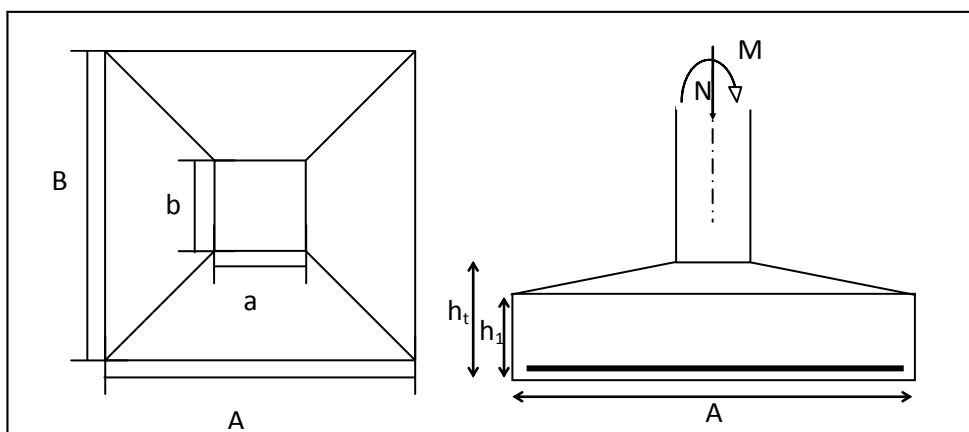


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B X B), donc S = B<sup>2</sup>.

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{5139,63}{160}} \quad AN : B \geq 5,67$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,60 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### VI.2.8.Vérification des Semelles filantes :

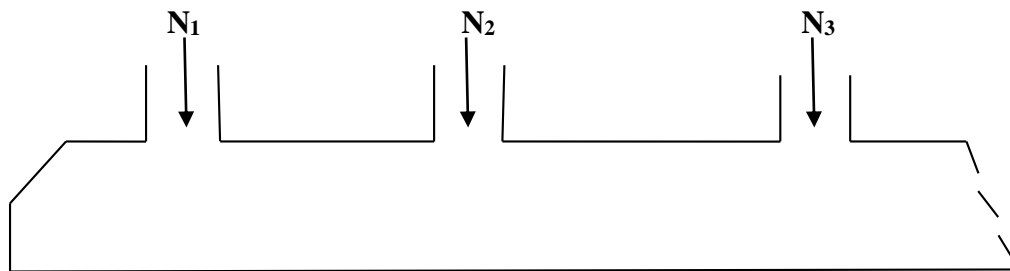


Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

- Selon (X) :

✓ **Tableau VI.1** : Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m <sup>2</sup> )
1	1853,7	21,05	0,55	1,2	25,26
2	1364,16	21,05	0,41	1,2	25,26
3	1921,77	21,05	0,57	1,2	25,26

✓

- Selon (Y) :

✓ **Tableau VI. 2:** Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m <sup>2</sup> )
A	470,66	8,55	0,34	1,2	10,26
B	942,57	8,55	0,69	1,2	10,26
C	571,76	8,55	0,42	1,2	10,26
D	584,02	8,55	0,43	1,2	10,26
E	589,16	8,55	0,43	1,2	10,26
F	582,65	8,55	0,43	1,2	10,26
G	928,78	8,55	0,68	1,2	10,26
H	470,03	8,55	0,34	1,2	10,26

**Remarque :** La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

Surface totale des semelles = 157,86 m<sup>2</sup> (Ss).

Surface total du bâtiment = 196,89m<sup>2</sup> (Sb)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{157,86}{196,89} = 0,80 = 80\% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

## VII.2.9. Etude du Radier général :

### VII.2.9.1. Définition du radier :

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

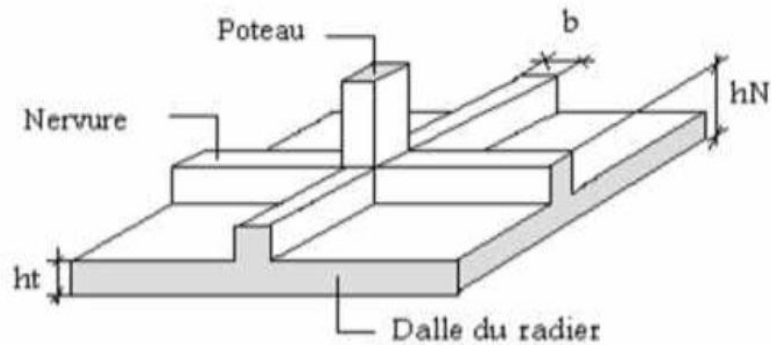


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

### VII.2.9.2. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est les charges d'exploitations dues à la superstructure.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec :  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

#### ❖ Combinaison d'actions :

à L'E.L.U :  $N_U = 7052,75 \text{ KN} = 705,28 \text{ t}$

à L'E.L.S :  $N_{ser} = 5139,63 \text{ KN} = 513,96 \text{ t}$

#### ❖ Surface minimale du radier :

$$\text{On a: } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{5139,63}{160} = 32,12 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 196,89 \text{ m}^2 > S_{rad} = 32,12 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une Surface d'assise : **S=244,25m<sup>2</sup>**.

#### ❖ Épaisseur du radier (h) :

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ Critère de rigidité :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}, \text{ avec : } L = 390\text{cm}$$

$$15,6 \leq d \leq 19,5\text{cm} \dots \dots \dots (01)$$

✓ Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec ; **V<sub>u</sub>** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m.(Nu / s).L}{2} = \frac{1m.(7052,75 / 244,25).3,90}{2} = 56,30 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{56,30 \times 10^2}{0,06 \times 26 \times 100} = 36,10 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on aura  $d \geq 36,10 \text{ cm}$

Donc :  $h \geq d+c = 36,10+5=41,10 \text{ cm}$

**Soit : h= 45 cm.**

**On prend : h=45cm ; d=40cm**

**VI.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage :**

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 43,33\text{cm} \leq h \leq 65\text{cm}$$

On prend comme dimension : **h = 60cm, d=54cm, b = 35cm**

**VI.2.9.4. Vérification des contraintes :**

✓ Poids propre du radier :

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b(h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5 (0,45 \times 244,25 + 0,6 \times 0,35 \times 127,7)$$

$$G_{\text{rad}}=341,5782 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 513,96 + 341,5782 = 855,541 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{855,541}{244,25} = 3,50 \text{ t/m}^2 < 19 \text{ t/m}^2 = 1,9 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**VI.2.9.5. La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,35 \times (0,60)^3 / 12 = 0,0063 \text{ m}^4$ .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3258746 \text{ t/m}^2$ .

b : largeur de la poutre  $b=0,35\text{m}$ .

K : coefficient de la raideur de sol  $k = 40 \text{ t/m}^2$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3258746 \times 0,0063}{400 \times 0,35}} = 4,92 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 3,90\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,72\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\text{max}}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

**VI.2.9.6. Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,\text{voil}} = 5081,15\text{Kn}$  Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20+4,15+2 \times 0,0) = 11,5\text{m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11,5 \times 0,70 \times 25000}{1.5} \leq 6037,5 \text{Kn}$$

- $N_u = 5081,15 \text{Kn} \leq 6037,5 \text{Kn}$ .....condition vérifiée

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,pot} = 1000,93 \text{KN}$  Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$u_c = 2(2 \times 0,35 + 2 \times 0,45) = 3,2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 3,2 \times 0,45 \times 26000}{1.5} \leq 1123,2 \text{ Kn}$$

- $N_u = 1000,93 \text{Kn} \leq 1123,2 \text{Kn}$ .....condition vérifiée.

**VI.2.9.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} = 9982,424 + 3415,782 = 13398,21 \text{ kN.}$$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1 \text{t/m}^3$ )

h : Profondeur de l'infrastructure (h = 2)

$S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 244,25 \text{ m}^2$ )

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5310323244,25 = 7327,5 \text{Kn} \quad W = 13398,21 >$$

7327,5kN ... .. Condition vérifiée

**VI.2.9.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$N_{u-T} = N_u + 1,35G_{radier}$$

$$N_u = 7052,75 + 1,35 \times 341,5782 = 1166,41 \text{t}$$

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_r} = \frac{1166,41}{244,25} = 4,78 \text{t/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,45 = 1,125 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 3,66 \text{t/m}^2.$$



$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{5139,63}{244,25} = 2,10 \text{ t/m}$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 1,56 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 3,66 \text{ t/m}^2.$$

### VI.3.Ferrailage du radier :

#### VI.3.1.Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L<sub>x</sub> et L<sub>y</sub> avec L<sub>x</sub> ≤ L<sub>y</sub>.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1<sup>ère</sup> Cas :

Si  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$  La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par:

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis :**

$$M_t = 0.35 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0.5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2<sup>ème</sup> Cas :

Si  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$  La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 4,25 - 0,35 = 3,9$$

$$L_x = 3,30 - 0,35 = 2,95 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,95}{3,9} = 0,75 > 0,4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 1,98 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 1,01 \text{ t.m}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,75 \\ v = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 15,02 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 4,82 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 1,68 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 0,86 \text{ t.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 1,68 \text{ t.m} \quad h = 45 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,73 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{1,68 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,007 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,68 \times 10^4}{39,87 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12 cm<sup>2</sup> / ml** , **A = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 20 cm**

✓ **Sens-Y :**

$$M_{ty} = 0,86 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,86 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0320 \Rightarrow \alpha = 0,004$$

$$Z = 39,93 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,86 \times 10^4}{39,93 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **En appuis :**

✓ **Sens X :**

$$M_a = 0,5 \times 1,98 = 0,99 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,99 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,0042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0042 \Rightarrow C = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^4}{39,92 \times 348} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T14 = 7,70cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **20cm**.

✓ **Sens-Y :**

$$M_a = 0,5 \times 1,01 = 0,505 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0,505 \times 10^4}{100 \times 40^2 \times 14,73} = 0,0021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0021 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^4}{39,96 \times 348} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T14= 7,70cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **20cm**.

### VI.3.2. Vérification de l'espacement :

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

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

### VI.3.3. Vérification des contraintes à ELS :

✓ **En travée :**

✓ **Sens X:**  $M_{ser} = 1,445 \text{ t.m}$

✓

*Tableau VI.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)*

Moment service	$M_{ser}$	14,45 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8 \text{ cm}^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43 \text{ cm}$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2$ $= 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm <sup>4</sup>

Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{14,45 \times 10^3}{103575,63}$	0,14 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,14 \times 7,43$	1,04Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,14(40 - 7,43)$	68,40Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1,04 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 202) = 202 MPa$	68,40 < 202

✓ Sens Y:  $M_{ser} = 2,51 \text{ t.m}$

Tableau VI.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	$M_{ser}$	25,16 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,85 \times 40 = 67,8 \text{ cm}^2$ $Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 67,8} = 7,43 \text{ cm}$	7,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(7,43)^3/3) + 15 \times 5,65(40 - 7,43)^2$ $= 103575,63 \text{ cm}^4$	103575,63cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,24Mpa/cm

	$K = \frac{25,16 \times 10^3}{103575,63}$	
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y$ $\sigma_b = 0,24 \times 7.83$	1,78Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,24(40 - 7,43)$	117,25Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1,78 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 202) = 202MPa$	117,25 < 202

➤ En appuis :

✓ Sens X :

Ma=0,85t.m

**Tableau VI.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)**

Moment service	$M_{ser}$	8,50KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 40 = 92,8cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 92,8} = 8,54cm$	8,54cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(8,54)^3/3) + 15 \times 7,70(40 - 8,54)^2$ $= 135075,20cm^4$	135075,20cm <sup>4</sup>

Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{8,5 \times 10^3}{135075,20}$	0,06Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,06 \times 8,54$	0,51MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,06(40 - 8,54)$	28,31MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	0,51 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	28,31 < 202

✓ Sens-Y :

Ma=1,48t.m

Tableau VI.6 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	M <sub>ser</sub>	14,8KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 40 = 92,8cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 92,8} = 8,54cm$	8,54cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(8,54)^3/3) + 15 \times 7,70(40 - 8,54)^2$ $= 135075,20cm^4$	135075,20cm <sup>4</sup>

Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = \frac{14,8 \times 10^3}{135075,20}$	0,11Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$ $\sigma_b = 0,11 \times 8,54$	0,94MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,11(40 - 8,54)$	51,91MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	0,91 < 15,6 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	51,91 < 202

#### VI.4. Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport  $\alpha = L_x / L_y > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

##### VI.4.1.Sens longitudinal :

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3 \cdot Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3 \cdot Ly_1^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 2,95m$

$Ly_1 = 3,90m$

$$Lx_2 = 2,30m$$

$$Q = 3,66 \text{ t/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{3,66}{2} \left[ \left( 1 - \frac{2,95^2}{3 \times 3,90^2} \right) \cdot 2,95 + \left( 1 - \frac{2,30^2}{3 \times 3,90^2} \right) \cdot 2,30 \right] = 4,42 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{17,07 \times 3,90^2}{8} = 8,40 \text{ t.m}$$

#### VI.4.2. Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 8,40 = 7,14 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,14 \times 10^4}{35 \times 54^2 \times 14,73} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 52,75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,14 \times 10^4}{52,75 \times 348} = 3,89 \text{ cm}^2 / ml$$

**On adopte : 4T20+4T20+4T20=37.71cm<sup>2</sup>**

➤ **En appuis :**

✓ **Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 78,1 = 39,05 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,05 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,154 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,154 \Rightarrow \alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,008$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 39,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,05 \times 10^4}{0,916 \times 63 \times 348} = 19,44 \text{ cm}^2 / ml$$

**On adopte : (4T16) + (4T16) + (4T14) ; A =22,15cm<sup>2</sup>**

✓ **Appuis de rive:**



$$M_a=0,2.M_0=0,2.78,1=15,62\text{t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,62 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,62 \times 10^4}{0,968 \times 63 \times 348} = 7,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **(4T14) + (4T14) ; A =8,25cm<sup>2</sup>**

### VI.4.3. Sens transversal :

#### Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x1}$$

Tel que : Q =8,28 t/m<sup>2</sup>

$$L_{x1} = 3.75 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 12,77 \cdot 3,75 = 20,7$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{20,7 \times 3,75^2}{8} = 36,39 \text{ t.m}$$

### VI.4.4. Calcul du ferrailage :

#### ➤ En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 36,39 = 30,93\text{t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9h = 63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30,93 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,122 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,93 \times 10^4}{0,935 \cdot 63 \cdot 348} = 15,09\text{cm}^2.$$

On adopte 4T16+4T16 ; A=16,08cm<sup>2</sup>

#### ➤ En appuis :

##### ✓ Appuis intermédiaires:

$$M_a=0,5.M_0=0,5 \times 36,39=18,2 \text{ t.m} \quad b=45\text{cm} \quad h=70\text{cm} \quad d=0,9h=63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18,2 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,2 \times 10^4}{0,963 \cdot 63 \cdot 348} = 8,62 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8,62 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14+4T14** ; **A = 12,32cm<sup>2</sup>**.

✓ **Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 36,39 = 7,28 \text{ t.m} \quad ; \quad b = 45 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,28 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,28 \times 10^4}{0,985 \cdot 63 \cdot 348} = 3,37 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **(4T12+4T12)** ; **A = 9,04cm<sup>2</sup>**.

#### **VI.4.5. Armature de peau :**

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,45 + 0,80) = \mathbf{6.3 \text{ cm}^2}$$

Donc pour une poutre de section (h x b<sub>0</sub>) = (0,70 x 0,45) m<sup>2</sup>, on a :

**Soit : 4T16, A<sub>s</sub> = 8,03cm<sup>2</sup>**

### VI.5. Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 80,96 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{80,96}{450 \times 630} = 2,04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures transversales :**

**Diamètre :**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(17,5; 14,4) = 10 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 10 \text{ cm.}$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{tj})b_0 S_t}{0,8f_e} = \frac{(2,04 - 0,3 \times 2,1) \times 45 \times 10}{0,8 \times 400} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10, A=3,84cm<sup>2</sup>.

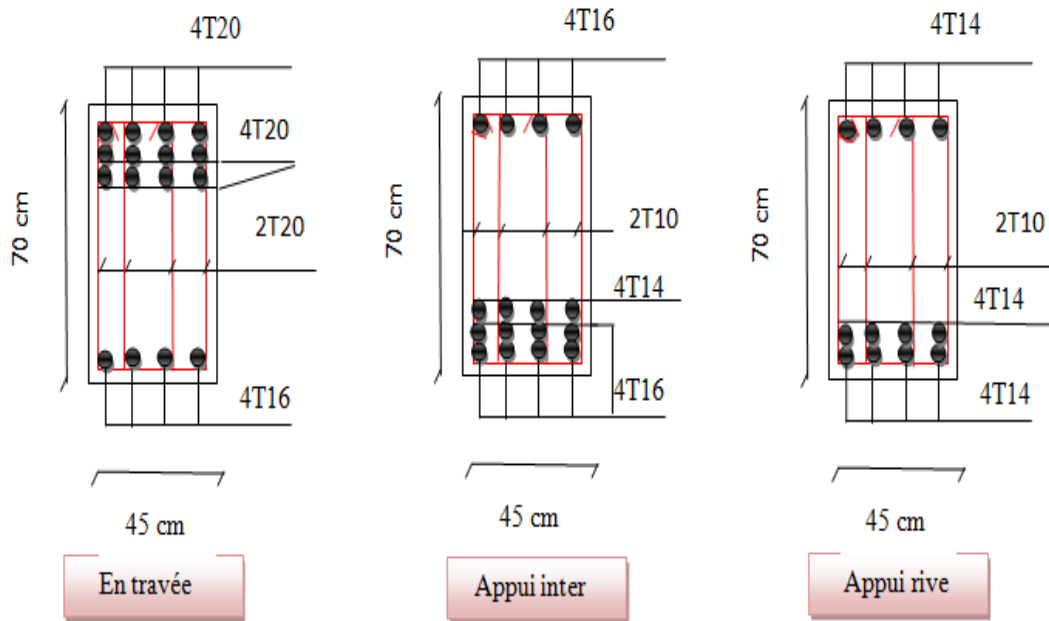


Figure VI.4 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

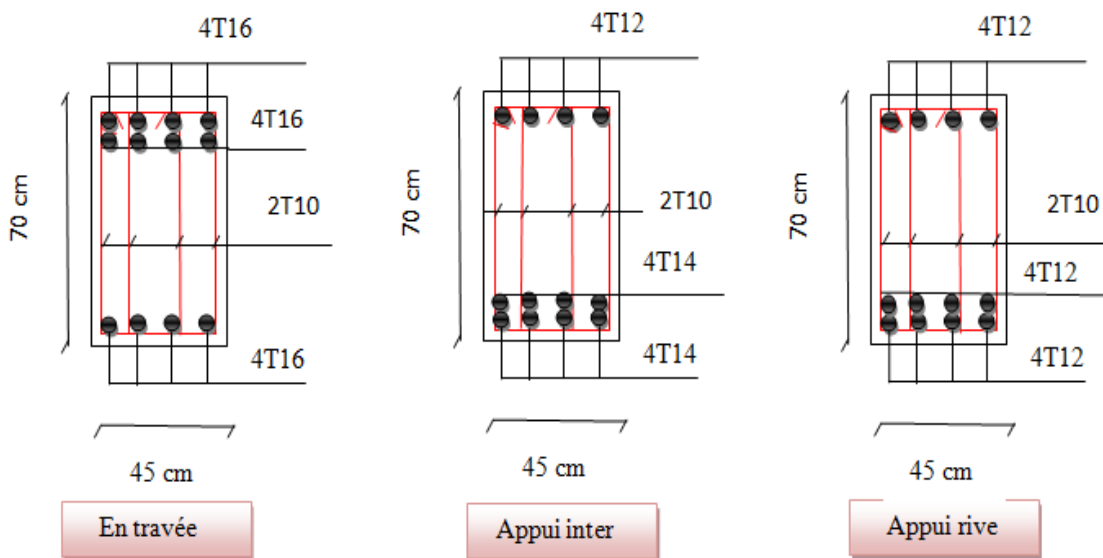


Figure VI.5 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

# Conclusion générale

En Génie Civil, tout ouvrage doit faire avant sa construction, l'objet d'une étude méthodique. Cette étude doit être abordée comme un problème comportant une ou plusieurs solutions permettant de prendre en compte les circonstances les plus défavorables, qui pourront se présenter au cours de la vie de l'ouvrage. Les données sont les dimensions du bâtiment, le terrain dont on dispose et les conditions propres à l'utilisation de la construction.

D'après cette étude, on peut énumérer quelques conclusions, qui sont basées sur des résultats obtenus :

- La force statique de la structure qui diminue significativement avec l'augmentation de la section du poteau.
- Les valeurs de l'excentricité diminuent d'une façon remarquable avec l'augmentation de la section du poteau.
- L'augmentation de la section des poteaux conduit à la diminution de la période fondamentale de la structure.

Avec la présente étude, nous avons acquis des connaissances diverses. En effet, il nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.



# bibliographie



## REGLEMENT

**CGS. (Décembre 1993).** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

**CGS. (Octobre 1988).** DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

**CGS. (2003).** Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003

**Eyrolles. (Décembre 1992).** BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

**Eyrolles. (2000 3eme édition).** Règles BAEL 91 modifiées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.

**Eyrolles. JEAN Perchat. JEAN Roux. (Juillet 1999).** Pratique du B.A.E.L 91.

**Eyrolles. JEAN Perchât. JEAN Roux. (Juillet 1999).** Maitrise du BAEL 91 et des DTU associés.

## LIVRES

**BOUBKEUR Toufik. (2016).** Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup>.

Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.

Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

## THESE

Étude d'un bâtiment« 2 sous-sol, RDC + 9 étages » du forme Irrégulière a usage multiple.

## **LOGICIELS**

Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.7.5

Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**

EXCEL 2010

WORD 2010

AUTO CAD 2009