



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil.

Spécialité : Structure.

Thème

**Etude d'un bâtiment (r+10 à usage d'habitation
+sous-sol)**

Présenté par :

- KHELIL Saadia Karima.
- MEHAL Hadja Zohra.

Soutenu le 30 / 06 / 2020 devant le jury composé de :

Président : BELGUESMIA Khalil.

Examineur: ZELMAT Yassine.

Encadrant : REZIGUA Ahmed .

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu,

De nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de Master 2 et pouvoir réaliser ce travail.

*Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre encadrant Mr **REZIGUA Ahmed** qui nous a guidés de ses précieux conseils et suggestions, et la confiance qu'il nous a témoignés tout au long de ce travail.*

Nous tenons à gratifier aussi les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre étude en acceptant d'examiner notre travail.

Nous adressons aussi nos remerciements à tous les enseignants de la filière de GENIE CIVIL.

Enfin, nous adressons nos sincères sentiments de gratitude et de reconnaissances à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma grande mère

*A mes parents : source d'affectation de courage et d'inspiration
qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.*

A mon frère KADER et ma sœur MOKHTARIA.

A toute la famille KHELIL.

*A toute la promo 2020, et à tous mes amis exceptionnellement
(SOPHIA, YASMIN et LILYA).*

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

KHELIL KARIMA.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes grands parents

*A mes parents : source d'affectation de courage et d'inspiration
qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.*

A mon cher oncle NOUR-DDINE.

*A tous mes cousins exceptionnellement AMINE KHALIFA et
a toute la famille MEHAL .*

A toute la promo 2020, et à tous mes amis sans exception .

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

MEHAL ZOËRA.

LISTE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

| | |
|---|---|
| I.1. Introduction :..... | 1 |
| I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :..... | 1 |
| I.2.1. Dimension en élévation :..... | 1 |
| I.2.2. Dimensions en plan :..... | 1 |
| I.2.3. Données du site :..... | 2 |
| I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :..... | 3 |
| I.3.1. Introduction :..... | 3 |
| I.3.2. Béton :..... | 3 |
| I.3.2.1. Les compositions du béton :..... | 3 |
| I.3.2.2. Dosage de béton :..... | 4 |
| I.3.2.3. Résistance mécanique du béton :..... | 4 |
| I.3.3. L'Acier :..... | 8 |
| I.3.3.1. Définition :..... | 8 |
| I.3.3.2. Caractéristiques mécaniques :..... | 8 |
| I.3.3.3. Contrainte limite des Aciers :..... | 9 |

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

| | |
|---|----|
| II.1.Introduction..... | 10 |
| II.2.Prédimensionnement du plancher..... | 10 |
| II.2.1.Plancher corps creux :..... | 10 |
| II.2.2 Poutrelle:..... | 11 |
| II.3 Descente des charges :..... | 12 |
| II.3.1 Plancher en corps creux :..... | 12 |
| II.3.2. surcharge d'exploitation :..... | 14 |
| II.4. Pré dimensionnement des poutres :..... | 17 |
| II.4.1 Pré dimensionnement des poutres principales [P.P]..... | 17 |
| II.4.2 Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]..... | 17 |
| II.5. Pré dimensionnement des poteaux :..... | 18 |
| II. 5.1. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :..... | 20 |
| II.5.2. Vérification du flambement :..... | 25 |
| II.6. Pré dimensionnement des voiles :..... | 25 |
| II.6.1. les voiles des contreventements :..... | 26 |
| II.6.2 -voiles périphérique de sous- sol :..... | 27 |

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STUCTURAUX.

| | |
|---|----|
| III. Escaliers..... | 28 |
| III. 1. Définition..... | 28 |
| III. 2. Les Caractéristiques géométrique | 28 |
| III. 3. descente de charges :..... | 31 |
| III. 4. Combinaison fondamentale :..... | 33 |
| III. 5. Ferrailage :..... | 39 |
| III. 6. Etude de la poutre palière :..... | 43 |
| III. 7. Escalier de RDC :..... | 48 |
| III. 7. ACROTERE..... | 51 |
| III. 7.1 Évaluation et combinaison des charges..... | 52 |
| III. 7.2 Ferrailage..... | 52 |
| III. 7.3 Vérification..... | 54 |
| III. 8. BALCON..... | 57 |
| III. 8.1.Evaluation et combinaison des charges..... | 57 |
| III. 8.2. Le Ferrailage..... | 57 |
| III. 8.3. Vérification..... | 58 |

CHAPITRE IV :ETUDE DES PLANCHERS

| | |
|--|----|
| IV. 1. Introduction..... | 60 |
| IV. 2. Planchers à corps creux..... | 60 |
| IV. 2.1 Calcul des poutrelles..... | 60 |
| 2.2 Type de poutrelle :..... | 61 |
| 2.2.1. Sous-sol..... | 61 |
| 2.2.2. Etage courant..... | 61 |
| 2.2.3. Terrasse..... | 61 |
| 2.3 Méthode de calcul des poutrelles :..... | 62 |
| La méthode forfaitaire :..... | 62 |
| b. La méthode des trois moments :..... | 63 |
| c. Les sollicitations :..... | 63 |
| IV. 3. Ferrailage..... | 78 |
| IV. 4. Calcul de l'effort tranchant :..... | 85 |
| a. Vérification des armatures transversales :..... | 85 |
| b. Les armatures transversales :..... | 86 |
| c. Vérification des armatures aux voisinages des appuis :..... | 86 |
| f. Calcul d'ancrage des armatures :..... | 88 |
| IV. 5. Ferrailage de la dalle de compression :..... | 89 |
| IV.6. Vérification de la flèche :..... | 90 |

CHAPITRE V : ETUDE SIESMIQUE.

| | |
|--|-----|
| V. 1. Introduction..... | 92 |
| V. 2. Objectifs de l'étude dynamique..... | 92 |
| V. 3. Modélisation mathématique..... | 92 |
| V. 4. Modélisation de la structure étudiée..... | 92 |
| a) Description du logiciel ETABS..... | 92 |
| b) Modélisation des éléments structuraux..... | 93 |
| c) Modélisation de la masse..... | 93 |
| V. 5. Calcul dynamique du bâtiment..... | 93 |
| V. 5.1. Méthode modale spectral..... | 93 |
| a) Hypothèses de calcul..... | 93 |
| b) Analyse de la structure..... | 94 |
| b.1 Caractéristiques géométriques des voiles..... | 94 |
| b.2 Caractéristiques géométriques et massique d la structure..... | 95 |
| C. La nouvelle disposition des voiles :..... | 97 |
| V. 5.2 Vérifications réglementaires :..... | 101 |
| V. 5.2.1. La résultante des forces sismiques :..... | 101 |
| V. 5.3 Méthode statique équivalente :..... | 101 |
| V. 5.3 Méthode statique équivalente :..... | 101 |
| V. 6. Vérification de période :..... | 106 |
| V. 7. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement..... | 106 |
| V. 8. Les déplacements latéraux enter- étage : | 107 |
| V. 8.1 Les déplacements résultantes de la combinaison des charges G+Q+E..... | 107 |
| V. 8.2. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ : | 109 |
| V. 9. L'effort normal réduit dans les poteaux : | 110 |

CHAPITRE VI: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

| | |
|--|-----|
| VI.1. Etude des poutres :..... | 112 |
| VI. 1.1. Ferrailage des poutres : | 112 |
| VI. 1.1.1. Exemple de calcul :..... | 113 |
| VI. 1.1.2. Vérification de l'effort tranchant :..... | 115 |
| VI.2. Etude des poteaux : | 118 |
| VI. 2.1 Combinaison des charges : | 118 |
| VI. 2.2. Ferrailage des poteaux : | 119 |
| VI. 2.3. Tableaux des sollicitations:..... | 121 |
| VI. 2.4. Exemple de calcul : | 121 |
| VI. 2.5. Vérification de l'effort tranchant : | 124 |

| | |
|--|-----|
| VI. 2.6. Ferrailage de A_t : | 126 |
| VI. 3. Ferrailage des voiles : | 127 |
| VI. 3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales : | 127 |
| VI. 3.2. Rôle de contreventement | 127 |
| VI. 3.3. Ferrailage des voiles | 128 |
| VI. 3.4. combinaisons | 128 |
| VI. 3.5. Prescriptions imposées par RPA99 | 128 |
| VI. 3.6. Ferrailage vertical : | 129 |
| VI. 3.7. Exemple d'application : | 129 |
| VI. 3.8. Vérification à l'effort tranchant : | 132 |

CHAPITRE VII :ETUDE D'INFRASTRUCTURE

| | |
|---|-----|
| VII. 1. Introduction : | 134 |
| VII. 2. Etude du mur voile périphérique : | 134 |
| VII. 2.1. Epaisseur du mur : | 134 |
| VII. 3. Calcul du ferrailage : | 136 |
| VII. 4. Généralité : | 140 |
| VII. 5. Choix du type de fondation : | 140 |
| VII. 5.1. calculs des surfaces nécessaires pour les semelles : | 140 |
| VII. 6. Etude du radier : | 142 |
| VII. 6.1 pré dimensionnement du radier : | 142 |
| VII. 6.1.1. calcul de surface minimale du radier : | 142 |
| VII. 6.1.2 Pré dimensionnement de la dalle : | 142 |
| VII. 6.1.3. Calcul du débordement D : | 143 |
| VII. 6.1.4. Pré dimensionnement de la nervure : | 143 |
| VII. 6.2. Vérification au poinçonnement : | 144 |
| VII. 6.3 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) : | 146 |
| VII. 6.4. Caractéristiques géométriques du radier: | 146 |
| VII. 6.4.1.Calcul des inerties et du centre de gravité du radier : | 146 |
| VII. 6.5Vérification de la stabilité du radier : | 148 |
| VII. 6.5.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales : | 148 |
| VII. 6.5.2 Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$: | 149 |
| VII. 6.5.3 Vérification de la compression sous $(G+Q+E)$: | 149 |
| VII. 7. Ferrailage du radier : | 150 |
| VII. 7.1 Méthode de calcul : | 150 |
| VII. 7.2 Ferrailage de panneau le plus sollicité : | 151 |
| VII. 7.2.1 Calcul des valeurs de μ_x et μ_y : | 151 |

| | |
|--|-----|
| VII. 7.2.2 Calcul des sections d'armatures : | 152 |
| VII. 7.2.3 Vérification au cisaillement :..... | 152 |
| VII. 8 Etude de débord du radier :..... | 152 |
| VII.9 Ferrailage de la nervure : | 153 |

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

| | |
|---|---|
| Tableau. I.1. Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e . | 8 |
|---|---|

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

| | |
|--|----|
| Tableau. II.1. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse..... | 12 |
| Tableau. II.2. Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage..... | 13 |
| Tableau. II.3. Chargement (permanent et d'exploitation) du sous-sol..... | 13 |
| Tableau. II.4. Chargement (permanent ou d'exploitation) de la mure extérieure..... | 14 |
| Tableau. II.5. Dégression des Surcharges d'Exploitation..... | 15 |
| Tableau. II.6. Evaluation des charges..... | 16 |
| Tableau. II.7. Résultat des charges G et Q pour les différents poteaux..... | 23 |
| Tableau. II.8. Tableau récapitulatif des sections des poteaux centraux..... | 23 |
| Tableau. II.9. Tableau récapitulatif des sections des poteaux de rive..... | 24 |
| Tableau. II.10. Tableau récapitulatif des sections des poteaux d'angle..... | 25 |
| Tableau. II.11. vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux..... | 25 |

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.

| | |
|---|----|
| Tableau. III.1. Evaluation des charges (volée)..... | 32 |
| Tableau. III.2. Evaluation des charges (palier)..... | 32 |
| Tableau. III.3. Evaluation des charges (palier)..... | 39 |
| Tableau. III.4. Résultats du ferrailage..... | 51 |
| Tableau. III.5. Caractéristiques géométriques et mécaniques..... | 52 |
| Tableau. III.6. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU..... | 53 |
| Tableau. III.7. Vérification des contraintes dans le béton e..... | 55 |
| Tableau. III.8. les efforts internes à l'ELU et à l'ELS..... | 57 |
| Tableau. III.9. Ferrailage du balcon à l'ELU..... | 58 |
| Tableau. III.10. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS..... | 59 |

CHAPITRE IV : LES PLANCHERS

| | |
|---|----|
| Tableau. IV.1. Valeurs des rotations à droite et à gauche de l'appui..... | 63 |
| Tableau. IV.2. Les sollicitations des poutrelles. | 63 |
| Tableau. IV.3. Combinaison des charges..... | 64 |
| Tableau. IV.4. Ferrailage finale..... | 84 |

CHAPITRE VI : ETUDE DYNAMIQUE ET SEISMIQUE.

| | |
|--|-----|
| Tableau. V.2. Période et facture de participation massique du modèle..... | 96 |
| Tableau. V.1. Caractéristiques massique..... | 95 |
| Tableau. V.3. Caractéristiques géométrique. | 98 |
| Tableau. V.4. Résultat de l'analyse dynamique par logicielle (ETABS). | 100 |
| Tableau. V.5. Coefficients d'accélération de zone A..... | 103 |

| | |
|--|-----|
| Tableau. V.6. Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structure..... | 104 |
| Tableau.V.7. Vérification de la répartition des efforts dans la structure..... | 106 |
| Tableau. V.8. Vérification des déplacements inter étage selon X..... | 108 |
| Tableau. V.9.Vérification des déplacements inter étage selon Y..... | 108 |
| Tableau. V.10. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale..... | 109 |
| Tableau. V.11. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal..... | 110 |

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENT STRUCTURAUX.

| | |
|--|-----|
| Tableau. VI.1. Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ETABS..... | 113 |
| Tableau. VI.2. Ferrailage des poutres..... | 116 |
| Tableau. VI.3. Caractéristiques mécanique des matériaux..... | 118 |
| Tableau. VI.4. Sollicitations des poteaux..... | 121 |
| Tableau. VI.5. Ferrailage des poteaux..... | 124 |
| Tableau. VI.6. Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux..... | 125 |
| Tableau. VI.7. Détermination de la zone nodale..... | 125 |
| Tableau. VI.8. Section d'armatures. | 126 |
| Tableau. VI.9. Ferrailage de At Zone nodale..... | 126 |
| Tableau. VI.10. Ferrailage de At Zone courante..... | 127 |
| Tableau. VI.11. Tableau de ferrailage..... | 133 |

CHAPITRE VII : ETUDE D'INFRASTRUCTURE.

| | |
|---|-----|
| Tableau. VII.1. Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée..... | 136 |
| Tableau. VII.2. Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique..... | 140 |
| Tableau. VII.3. Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau..... | 141 |
| Tableau. VII.4. Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile..... | 141 |
| Tableau. VII.5. Résultats de calcul de la stabilité du radier..... | 149 |
| Tableau. VII.6. Résultats des calculs..... | 149 |
| Tableau. VII.7. Tableau de ferrailage du radier..... | 152 |

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET.

| | |
|--|---|
| Fig. I.1. les dimensions du bâtiment..... | 1 |
| Fig. I.2. Vue 3D du bâtiment..... | 2 |
| Fig. I.3. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton..... | 5 |
| Fig. I.4. Evolution de la résistance à la traction f_{jt} en fonction de celle à la compression f_{cj} | 5 |
| Fig. I.5. Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction f_{cj} | 6 |
| Fig. I.6. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU..... | 7 |
| Fig. I.7. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS..... | 8 |
| Fig. I.8. Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU..... | 9 |

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

| | |
|---|----|
| Fig. II.1. Coupe d'un plancher à corps creux | 10 |
| Fig. II.2. Dimensions d'une poutrelle..... | 11 |
| Fig. II.3. Dimensions adoptées des poutrelles..... | 12 |
| Fig. II.4. Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible..... | 12 |
| Fig. II.5. Détail des constituants du plancher étage courant..... | 13 |
| Fig. II.6. Détail des constituants d'un mur extérieur..... | 14 |
| Fig. II.7. Dimensions de poutre..... | 17 |
| Fig. II.8. poteau central..... | 19 |
| Fig. II.9. poteau de rive..... | 20 |
| Fig. II.10.poteau d'angle..... | 20 |
| Fig. II.11. Coupes de voiles en élévation..... | 26 |

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STUCTURAUX.

| | |
|--|----|
| Fig. III.1. Caractéristiques géométrique de l'escalier. | 28 |
| Fig. III.2. Descente de charge dans l'escalier..... | 32 |
| Fig. III.3. Diagramme des moments fléchissant..... | 34 |
| Fig. III.4. Diagramme des moments fléchissant..... | 36 |
| Fig. III.5. Diagramme des moments fléchissant..... | 38 |
| Fig. III.6. Diagramme des moments fléchissant..... | 39 |
| Fig. III.7. Schéma statique de la poutre palière. | 43 |
| Fig. III.8. Diagramme des moments fléchissant..... | 48 |
| Fig. III.9. Diagramme des moments fléchissant..... | 49 |
| Fig. III.10. Diagramme des moments fléchissant..... | 50 |
| Fig. III.11. Diagramme des moments fléchissant..... | 50 |
| Fig. III.12. Dessin de l'acrotère..... | 51 |

| | |
|--|-----|
| Fig. III.13. Schéma de l'acrotère..... | 52 |
| Fig. III.14. Ferrailage de l'acrotère..... | 56 |
| CHAPITRE IV : LES PLANCHERS. | |
| Fig. IV.1. Principe de la méthode des trois moments..... | 63 |
| Fig. IV.2. Schéma ferrailage :..... | 86 |
| Fig. IV.3. Crochet à 45..... | 90 |
| Fig. IV.4. Ferrailage de la dalle de compression..... | 91 |
| CHAPITRE VI : ETUDE DYNAMIQUE ET SEISMIQUE. | |
| Fig. V.1. Disposition N=1 des voiles..... | 94 |
| Fig. V.2. Disposition N=2 des voiles..... | 97 |
| CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMNETS STRUCTURAUX. | |
| Fig. VI.1. Ferrailage des poutres principales (35×45)..... | 117 |
| Fig. VI.2. Ferrailage des poutres secondaires (35×30)..... | 117 |
| Fig. VI.3. Détail de la zone nodale..... | 119 |
| Fig. VI.4. Schémas de ferrailage des poteaux..... | 127 |
| CHAPITRE VII : ETUDE D'INFRASTRUCTURE. | |
| Fig. VII.1. schéma statique d'un voile périphérique..... | 135 |
| Fig. VII.2. Schéma du radier nervuré..... | 142 |
| Fig. VII.3. Dimensionnement du feuillet moyen..... | 145 |
| Fig. VII.4. Dimension du radier..... | 145 |

Résumé

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage multiple (habitation et commercial) composé d'un RDC, 10 étages et un sous sol, implanté dans la wilaya de MOSTAGANEM.

En premier lieu la description de l'ouvrage, les définitions des caractéristiques des matériaux utilisés et les règlements employé sont été présenté. Après cela on a procédé au pré-dimensionnement des éléments de la structure suivit par l'étude des planchers et des éléments non structuraux. Pour l'étude sismique la méthode dynamique a été choisie, la modélisation de la structure a été faite à l'aide du logiciel « Etabs version 9.7.4 » et les sollicitations ont été tirées par la suite pour le calcul des portiques, voiles et fondations.

Les résultats trouvés dans cette étude ont été traduits sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel « Autocad 2012».

ملخص

يهدف مشروعنا إلى دراسة مبنى متعدد الأغراض (سكني وتجاري) يتكون من طابق أرضي و 10 طابقاً وطابق سفلي في ولاية مستغانم. في المقام الأول، تم تقديم وصف العمل وتعريفات خصائص المواد المستخدمة واللوائح المستخدمة. بعد ذلك شرعنا في تحديد أبعاد عناصر الهيكل متنوعة بدراسة الطوابق والعناصر غير الهيكلية. بالنسبة للدراسة الزلازل ، تم اختيار الطريقة الديناميكية ، وتم تصميم الهيكل باستخدام برنامج "Etabs 2017" وتم استدرج العروض بعد ذلك لحساب القنطرات والأشعة والمؤسسات. تمت ترجمة النتائج الموجودة في هذه الدراسة إلى خطط تنفيذ باستخدام برنامج " Autocad 2016".

Summary

Our project is to study a multipurpose building (residential and commercial) consisting of a ground floor, 12 floors and a basement, located in the wilaya of MOSTAGANEM.

In the first place, the description of the work, the definitions of the characteristics of the materials used and the regulations employed were presented. After that we proceeded to pre-dimensioning the elements of the structure followed by the study of floors and non-structural elements. For the seismic study the dynamic method was chosen, the modeling of the structure was done using the software "Etabs 2017" and the solicitations were drawn thereafter for the calculation of the gantries, sails and foundations.

The results found in this study were translated into execution plans using the "Autocad 2016" software.

INTRODUCTION GENERALE

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, 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 à 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 la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la 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 coût 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 spécifiées. 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 détaillée d'une tour en R+10 + SS sur un radier général.

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

- a) Une irrégularité en plan et en élévation.
- b) Une hauteur importante qui nécessite un système de fondation adéquat.
- c) Modélisation par le logiciel ETABS version 9.7.4 d'une structure irrégulière.

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

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier).
- ✓ La quatrième étape portera sur le calcul des planchers et leurs ferraillements.
- ✓ La cinquième étape 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 sur le logiciel de calcul ETABS.
- ✓ La sixième étape portera sur le calcul du ferraillement des éléments structuraux (poteaux, Poutres et voiles) Les résultats donnés par ETABS vont être vérifiés par rapport aux exigences de l'RPA99.
- ✓ La septième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.
- ✓ On terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du projet

Chapitre I :présentation du projet

I.1. Introduction :

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier la structure des bâtiments (R+10+ SS) identiques avec sous-sol, à usage mixte habitation et commerciale. Le bâtiment sera implanté à AVENUE ABBASSA MOHAMED-LOT N° 18 / COMMUNE DE MOSTAGANEM.

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I.2.1. Dimension en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment :..... $H_t= 39.62\text{m}$
- ❖ Hauteur d'étage courant :..... $H = 3.20\text{m}$
- ❖ Hauteur de riez- de chaussé :..... $H = 4.42\text{m}$
- ❖ Hauteur du sous-sol :..... $H = 2.72\text{m}$

I.2.2. Dimensions en plan :

- ❖ Longueur du bâtiment :..... $L_y=33.50\text{m}$
- ❖ Largeur du bâtiment :..... $L_x=21.10\text{m}$

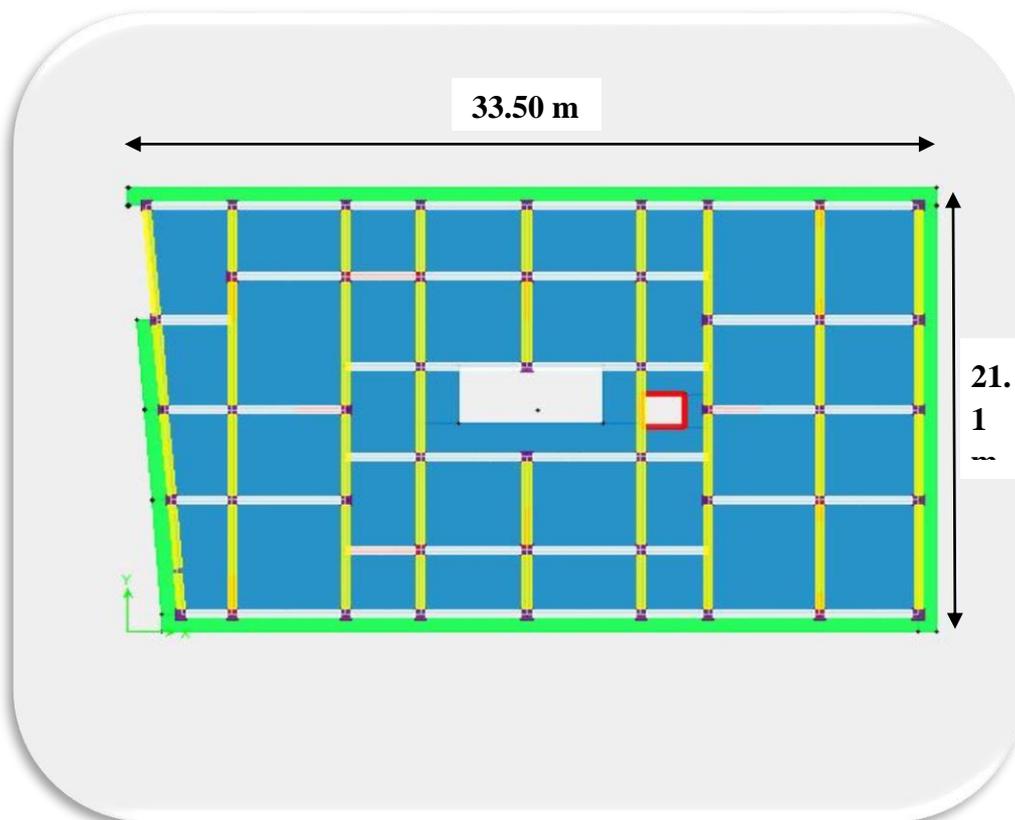


Fig. I.1.les dimensions du bâtiment.

Chapitre I :présentation du projet

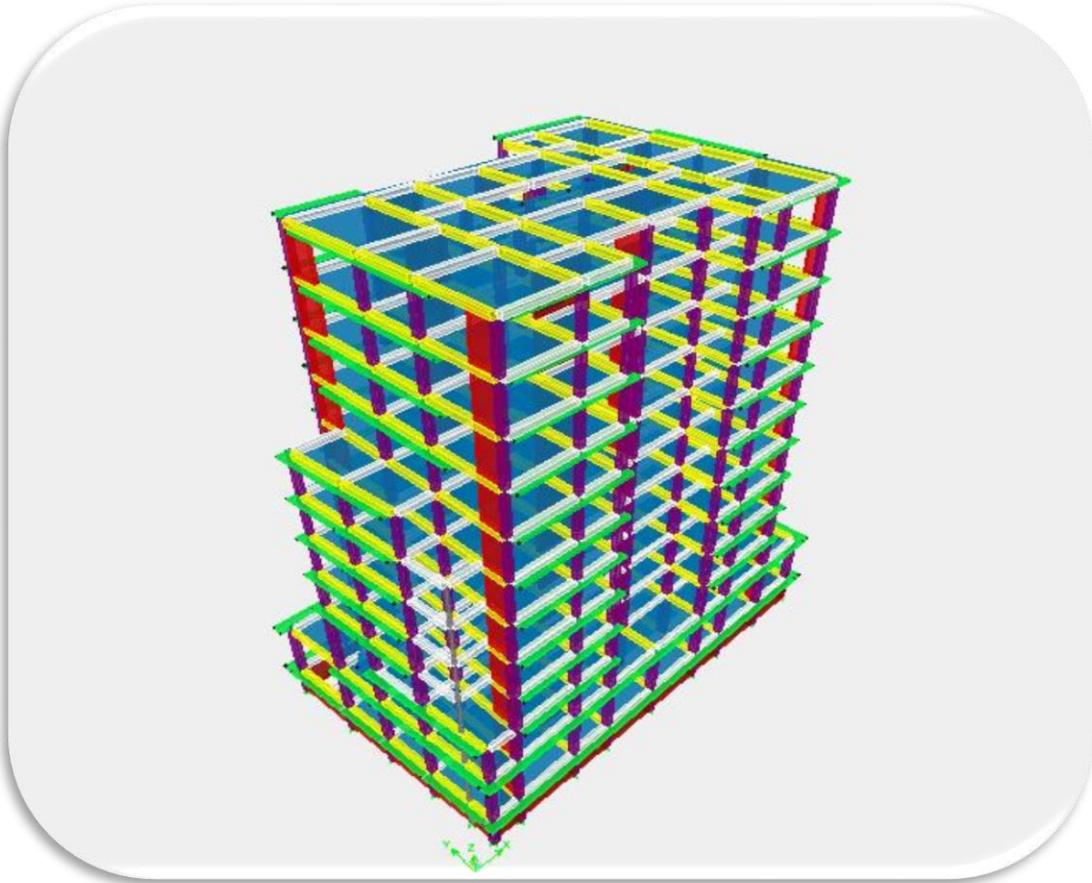


Fig. I.2. Vue 3D du bâtiment.

I.2.3. Données du site :

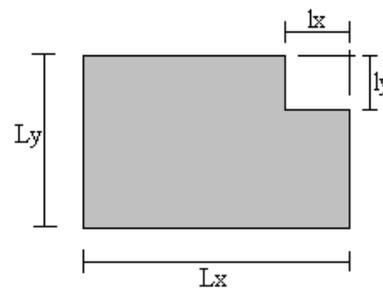
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone sismique (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.5$ bars.

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation:

a) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{8.90}{33.5} = 0.26 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{1.35}{21,1} = 0.08 \leq 0.25 \text{ Vérifiée}$$

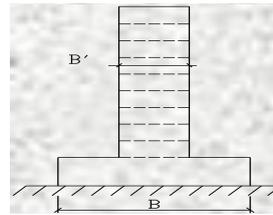


Chapitre I :présentation du projet

b) Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{25.70}{33.5} = 0.76 \geq 0.67 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{B'}{B} = \frac{13.66}{21.1} = 0.64 \leq 0.67 \text{ Non vérifiée}$$



Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait, pour que le bâtiment soit classé irrégulier.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1. Introduction :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.3.2. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulat et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.3.2.1. Les compositions du béton :

1. ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

2. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

Chapitre I :présentation du projet

-Sables :

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

- Pierraille :

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.3.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.3.2.3. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Chapitre I :présentation du projet

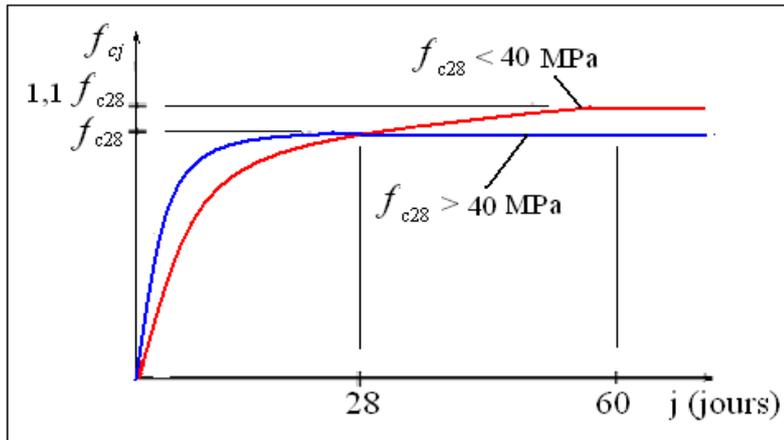


Fig. I.3. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

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

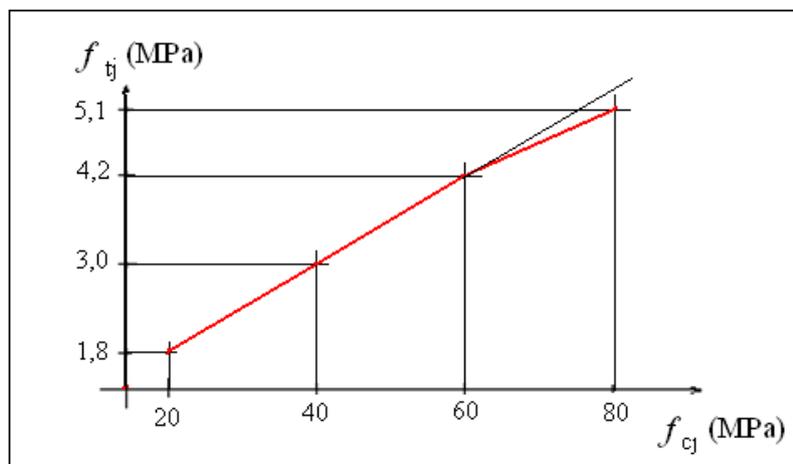


Fig. I.4. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

c. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Chapitre I :présentation du projet

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = \begin{cases} 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ 4\,400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

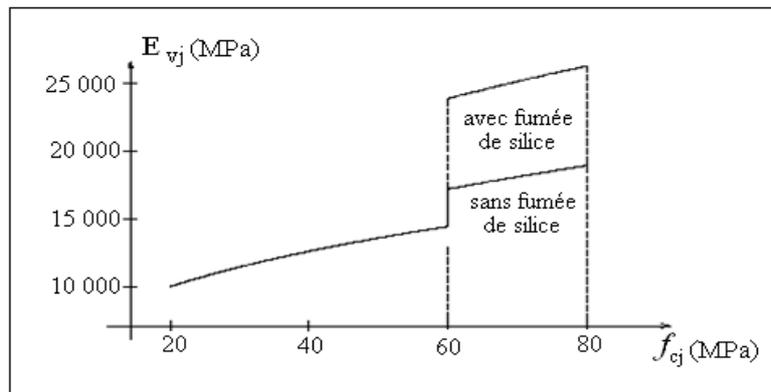


Fig. I.5. Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction f_{cj} .

d. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$- \varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Chapitre I :présentation du projet

avec :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

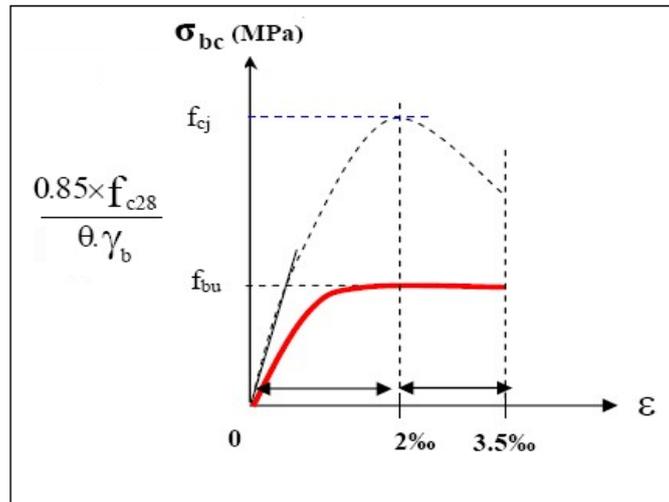


Fig. I.6. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

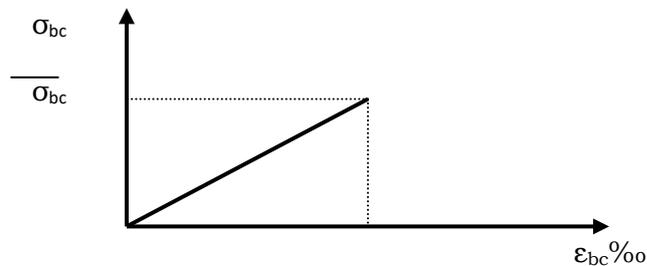


Fig. I.7. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

Chapitre I :présentation du projet

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

I.3.3. L'Acier :

I.3.3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.3.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

| Type | Nuance | f_e (Mpa) | Emploi |
|--------------------------------|-----------------------------|-------------|---|
| Ronds lisses | F _e E22 | 215 | Emploi courant. |
| | F _e E24 | 235 | Epingles de levage des pièces préfabriquées |
| Barres HA Type 1 et 2 | F _e E40 | 400 | Emploi courant. |
| | F _e E50 | 500 | |
| Fils tréfiles HA Type 3 | F _e TE40 | 400 | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis. |
| | F _e TE50 | 500 | |
| Fils tréfiles lisses Type 4 | TL50 $\Phi > 6\text{mm}$ | 500 | Treillis soudés uniquement emploi courant |
| | TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$ | 520 | |

Tableau. I.1.Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

Chapitre I :présentation du projet

I.3.3.3. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

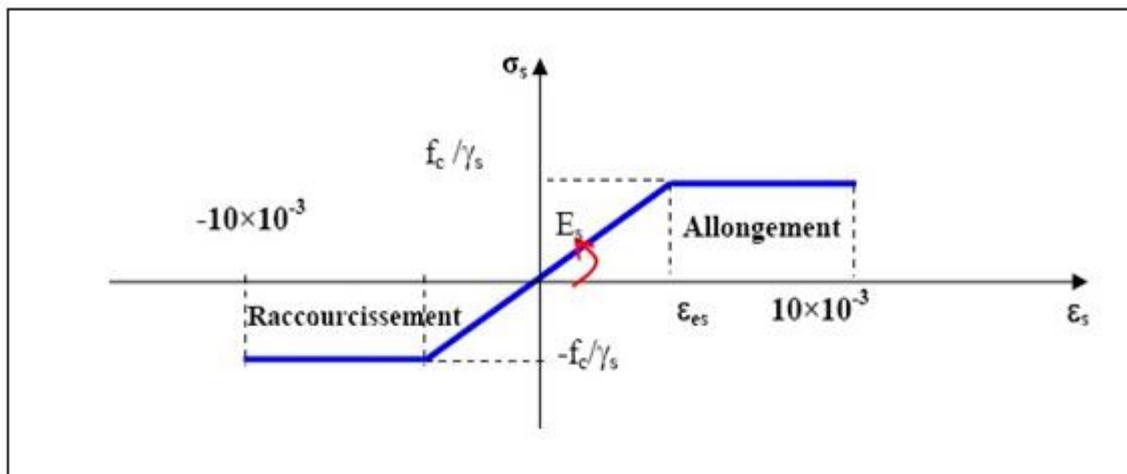


Fig. I.8. Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b. Etat limite de service :

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

Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.5f_c ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.4f_c ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

Chapitre II :

Pré dimensionnement des **éléments structuraux**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction.

Le prédimensionnement a pour but ‘le pré calcul ‘des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et le **RPA99/version2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II.2.Prédimensionnement du plancher

II.2.1.Plancher corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

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

$$L = \min (542.5, 490) \Rightarrow L = 490\text{cm}$$

$$e \geq \frac{490}{22.5} = 21.77$$

- Plancher à corps creux FigureII.1

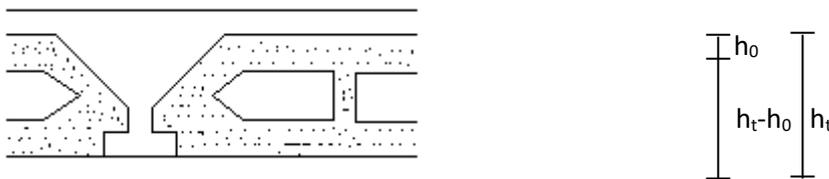


Fig. II.1. Coupe d'un plancher à corps creux.

h_t : L'épaisseur totale du plancher.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

Donc, on adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de : $h_t = 25\text{cm} \Rightarrow (20 + 5)\text{cm}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.2.2 Poutrelle:

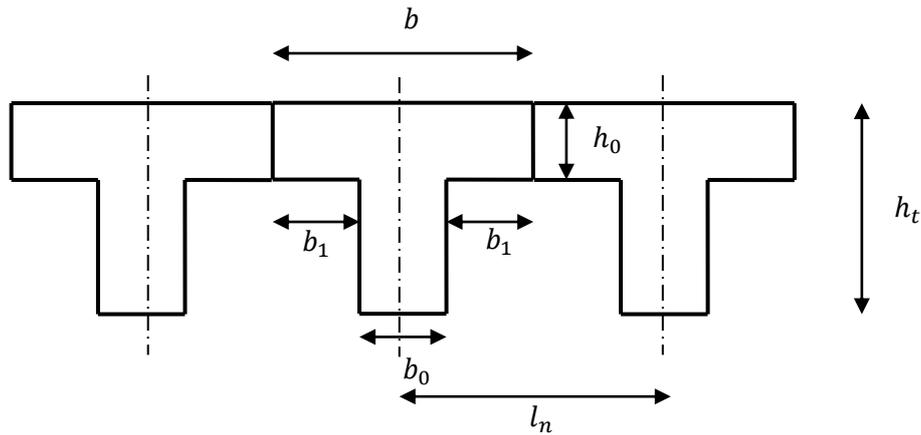


Fig. II.2. Dimensions d'une poutrelle.

$$h_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

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

$$\text{Selon le B.A.E.L 83} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{array} \right.$$

Avec :

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

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour $L_n = 60 \text{ cm}$ **et** $L = 460 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm.} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right.$$

$b_1 = \min(24 ; 46 ; 32)$ **On prendra donc** $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (**Fig.II.3**).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

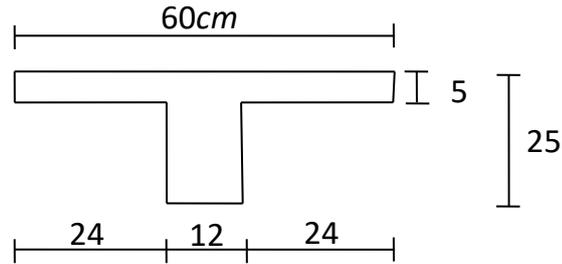


Fig. II.3. Dimensions adoptées des poutrelles.

II.3 Descente des charges :

II.3.1 Plancher en corps creux :

a. Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux sur montée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

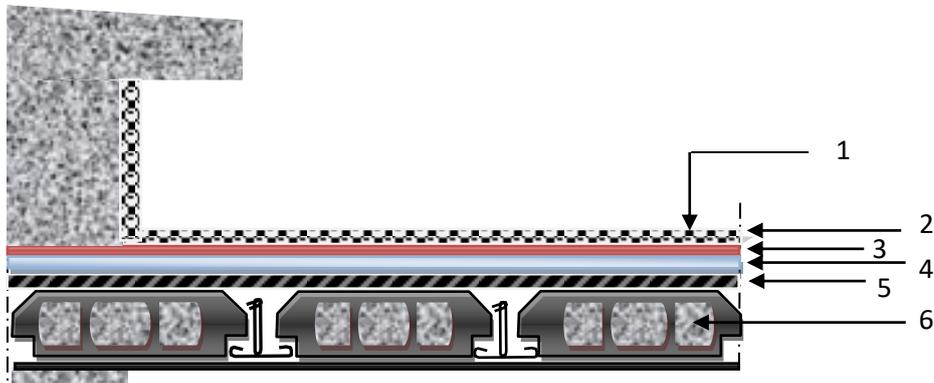


Fig. II.4. Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

| Plancher terrasse inaccessible | | | |
|---|----|---------------------------------------|-------------------------|
| CHARGEMENT | 1- | Gravions roule de protection (4 cm). | 0,80 kN/m ² |
| | 2- | Étanchéité multicouche (2 cm). | 0,12 kN/m ² |
| | 3- | Forme de pente (10 cm). | 2,2 kN/m ² |
| | 4- | Isolation thermique en liège (4 cm). | 0,03 kN/m ² |
| | 5- | Plancher à corps creux (20 + 5) cm. | 3,25kN/m ² |
| | 6- | Enduit sous plafond en ciment (2 cm). | 0,360 kN/m ² |
| <p>- Charge permanente totale G = 6,76kN/m²</p> <p>- Charge d'exploitation Q = 1kN/m²</p> | | | |

Tableau.II.1. Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

b. Plancher étage courant

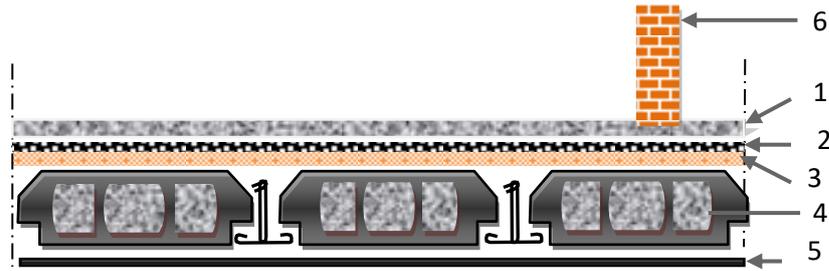


Fig.II.5. Détail des constituants du plancher étage courant.

| Plancher étage courant (habitation) | | | |
|--|----|-------------------------------------|------------------------|
| CHARGEMENT | 1- | Carrelage (2 cm). | 0,44 kN/m ² |
| | 2- | Mortier de pose (2 cm). | 0,40 kN/m ² |
| | 3- | Lit de sable (2 cm). | 0,38 kN/m ² |
| | 4- | Plancher à corps creux (20 + 5) cm. | 3,25kN/m ² |
| | 5- | Enduit en plâtre (2 cm). | 0,20 kN/m ² |
| | 6- | Cloison de séparation | 1 kN/m ² |
| - Charge permanente totale G = 5,67kN/m ² - Charge d'exploitation Q = 1,5kN/m ² | | | |

Tableau.II.2. Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage.

c. Plancher sur sous-sol :

| Plancher sous-sol | | | |
|--|----|-------------------------------------|------------------------|
| CHARGEMENT | 1- | Carrelage (2 cm). | 0,44 kN/m ² |
| | 2- | Mortier de pose (2 cm). | 0,40 kN/m ² |
| | 3- | Lit de sable (2 cm). | 0,38 kN/m ² |
| | 4- | Plancher à corps creux (20 + 5) cm. | 3,25kN/m ² |
| | 5- | Enduit en plâtre (2 cm). | 0,20 kN/m ² |
| | 6- | Cloison de séparation | 1 kN/m ² |
| - Charge permanente totale G = 5,67kN/m ² - Charge d'exploitation Q = 2,5kN/m ² | | | |

Tableau.II.3. Chargement (permanent et d'exploitation) du sous-sol.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

d. Mur extérieur :

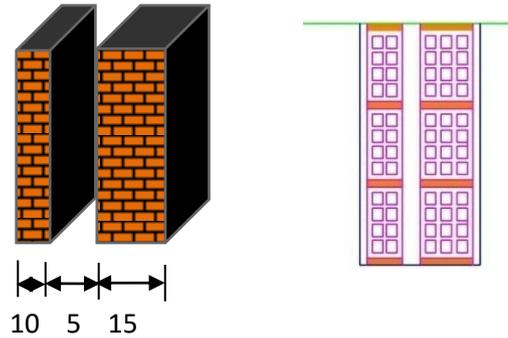


Fig. II.6. Détail des constituants d'un mur extérieur.

| Mur extérieur de 30cm (double paroi) | | | |
|--------------------------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------|
| CHARGEMENT | 1- | cloisons extérieures (15cm) | 1,30 kN/m ² |
| | 2- | vide d'aire (5cm) | 0,00 kN/m ² |
| | 3- | cloisons intérieures | 0,90 kN/m ² |
| | 4- | enduit extérieur en ciment | 0,36 kN/m ² |
| | 5- | enduit intérieur en plâtre | 0,20 kN/m ² |
| | La charge totale | | |

Tableau.II.4. Chargement (permanent ou d'exploitation) de la mure extérieure.

e. L'acrotère :

Charge permanente : $G = 187.5 \text{ kg/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

II.3.2. surcharge d'exploitation :

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

$Q_0 = 1,000 \text{ kN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ kN/m}^2$ Etage Courant.

$Q_2 = 2,500 \text{ kN/m}^2$ Etage sous-sol

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

a. Dégression des Surcharges d'Exploitation

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 Q_0+Q_1 .

Sous étage 2 $Q_0 +0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 +0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots +Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

b. Dégression des Surcharges d'Exploitation

| | | Q (kN/m ²) |
|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| La Terrasse | Q_0 | 1,000 |
| 10 ^{ème} étage | $Q_0 + Q_1$ | 2,500 |
| 9 ^{ème} étage | $Q_0 + 1.9Q_1$ | 3,850 |
| 8 ^{ème} étage | $Q_0 + 2.7Q_1$ | 5,050 |
| 7 ^{ème} étage | $Q_0 + 3.4Q_1$ | 6,100 |
| 6 ^{ème} étage | $Q_0 + 4 Q_1$ | 7,000 |
| 5 ^{ème} étage | $Q_0 + 4.5Q_1$ | 7,750 |
| 4 ^{ème} étage | $Q_0 + 5 Q_1$ | 8,500 |
| 3 ^{ème} étage | $Q_0 + 5.5Q_1$ | 9,250 |
| 2 ^{ème} étage | $Q_0 + 6 Q_1$ | 10,000 |
| 1 ^{er} étage | $Q_0 + 6.5Q_1$ | 10,750 |
| RDC | $Q_0 +0.63(10Q_1+ Q_2)$ | 12,135 |
| | Q = | 12,135 |

Tableau.II.5. Dégression des Surcharges d'Exploitation.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

c. évaluation des charges :

| valeur cumulée des charges et sur charges | | Valeur non cumulée des charges et sur charges | |
|--|------------------------|--|------------------------|
| Q (kN/m ²) | G (kN/m ²) | Q (kN/m ²) | G (kN/m ²) |
| 1,00 | 6.76 | 1,00 | 6,76 |
| 2,50 | 12.43 | 1,50 | 5.67 |
| 3,85 | 18.1 | 1,50 | 5.67 |
| 5,05 | 23.77 | 1,50 | 5.67 |
| 6,10 | 29.44 | 1,50 | 5.67 |
| 7,00 | 35.11 | 1,50 | 5.67 |
| 7,75 | 40.78 | 1,50 | 5.67 |
| 8,455 | 46.45 | 1,50 | 5.67 |
| 9,16 | 52.12 | 1,50 | 5.67 |
| 9,91 | 57.79 | 1,50 | 5.67 |
| 10,75 | 63.46 | 1,50 | 5.67 |
| 13,25 | 69.13 | 2,50 | 5.67 |

Tableau. II.6. Evaluation des charges.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres principales [P.P]

a. Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la longueur de la poutre.

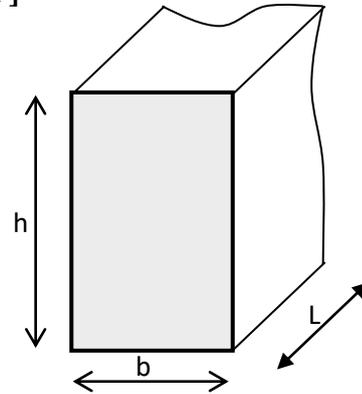


Fig. II.7. Dimensions de poutre.

Pour $L = 542.5 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 36.16 \leq h \leq 54.25 \rightarrow h = 45 \text{ cm.} \\ 18 < b \leq 36 \rightarrow b = 35 \text{ cm.} \end{cases}$

b. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ (45/35) = 1,28 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(35 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.4.2 Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]

a. Critère de rigidité :

Pour $L = 490 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 32.67 \leq h \leq 49 \rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 16 < b \leq 32 \rightarrow b = 35 \text{ cm} \end{cases}$

b. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1,14 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

| Poutres | Section cm^2 |
|--------------------|-----------------------|
| Principales | (35x45) |
| Secondaires | (35x40) |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

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

D'après le BAEL 91 :

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

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} , \quad \delta_b = 1,5$$

$$f_e = 400\text{MPa} , \quad \delta_s = 1,15$$

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

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

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2 , \quad \alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,708$$

- Comme pour le pré dimensionnement, le choix est libre :

$$\text{On prend } \frac{A}{B_r} = 1\% \quad \Rightarrow A = 0,01 \cdot B_r$$

On aura donc :

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

A-N :

$$B_r \geq 0,65 \cdot N_u$$

On considère le poteau central qui est le plus sollicité

L'effort normal N_u :

Puisque le bâtiment se compose d'un (RDC + 10 étages) on aura des surcharges très importantes.

On appliquera donc la loi de dégression. Ce dernier n'est applicable pour les surcharges des exploitations

- Q_0 : charge d'exploitation de la terrasse

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

- Q_1 : charge d'exploitation des étages courants
- Q_2 : charge d'exploitation de RDC
- S_{aff} : section afférente supporte par le poteau.

1. Section afférente (poteau central) :

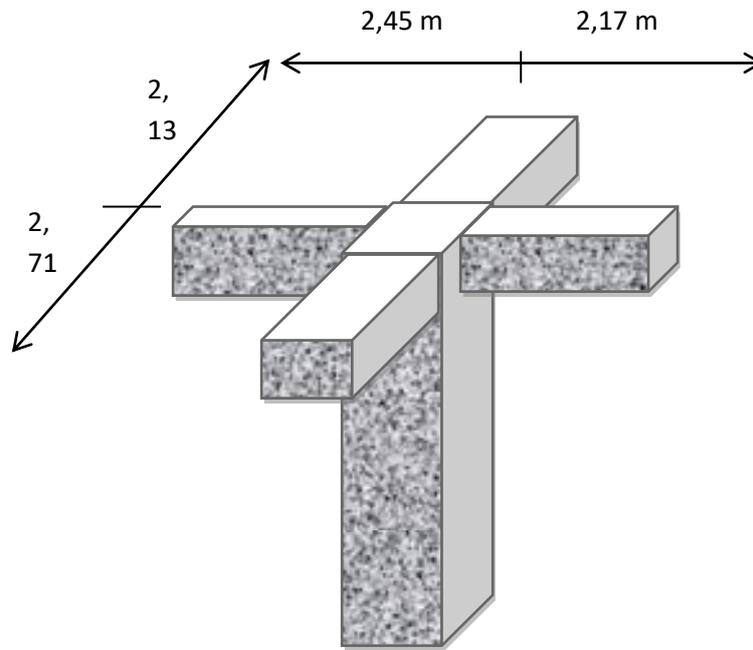


Fig. II.8. poteau central.

2. Section afférente (poteau de rive) :

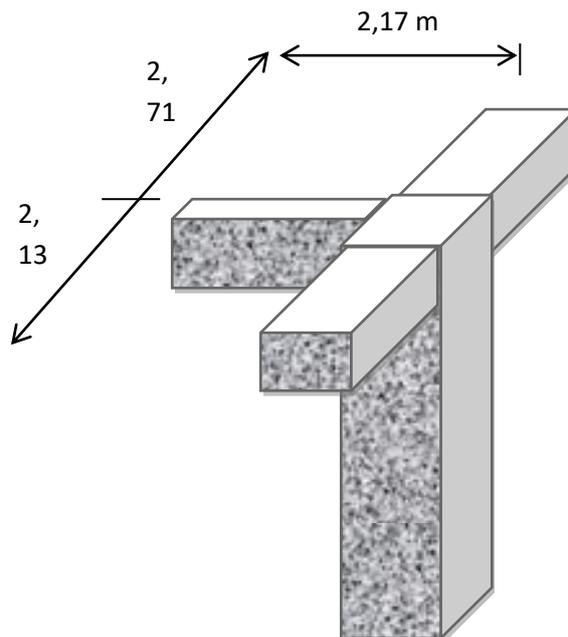


Fig. II.9. Poteau de rive.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

3. Section afférente (poteau d'angle) :

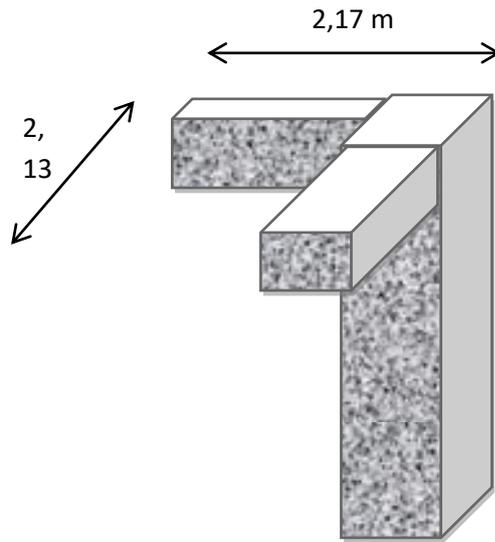


Fig. II.10. Poteau d'angle.

II.5.1. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a. Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte

$$S = 19,89\text{m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher :6.76 x 19.89 = 134.45kN

Surcharges :1x19.89 = 19.89 kN

Poutre : [4.1 (0.35x0.4) +4.85 (0.35 x0.45)] x25 = 33.44kN

$N_G = 187.78 \text{ kN}$

$N_Q = 19.89 \text{ kN}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher :5.67x19.89= 112.77kN

Surcharges :1.50x19.89=29.84 kN

Poutre : [4.1 (0.35x0.4) +4.85 (0.35 x0.45)] x2.5 = 33.44 kN.

Poteau(0.35*0.35).3, 2.25=9.8kN

$N_G = 185.85\text{kN}$ **$N_Q = 29.84 \text{ kN}$**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

➤ Niveau sous-sol :

Plancher : $5.67 \times 19.89 = 112.77 \text{ kN}$

Surcharges : $2.5 \times 19.89 = 49.73 \text{ kN}$

Poutre : $[4.1 (0.35 \times 0.4) + 4.85 (0.35 \times 0.45)] \times 2.5 = 33.44 \text{ kN}$

Poteau $(0.35 \times 0.35) \cdot 4.42 \cdot 2.5 = 13.54 \text{ kN}$

$N_G = 209.48 \text{ kN}$ $N_Q = 49.73 \text{ kN}$

b. Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte de

$$S = 10,55 \text{ m}$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher : $6.76 \times 10.55 = 71.32 \text{ kN}$

Surcharges : $1 \times 10.55 = 10.55 \text{ kN}$

Poutre : $[2.175 \cdot (0.35 \times 0.4) + 4.85 (0.35 \times 0.45)] \times 2.5 = 26.71 \text{ kN}$

Acrotère $2.21 \times (4.85) = 10.71 \text{ kN}$

$N_G = 119.29 \text{ kN}$ $N_Q = 10.55 \text{ kN}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher : $5.67 \times 10.55 = 59.82 \text{ kN}$

Surcharges : $1.50 \times 10.55 = 15.82 \text{ kN}$

Poutre : $[2.175 \cdot (0.35 \times 0.4) + 4.85 (0.35 \times 0.45)] \times 2.5 = 26.71 \text{ kN}$

Mur sur poutre : $2.76 \times 3.2 (4.85) = 21.42 \text{ kN}$

Poteau $(0.35 \times 0.35) \cdot 3 \cdot 2.25 = 9.8 \text{ kN}$

$N_G = 133.57 \text{ kN}$ $N_Q = 15.82 \text{ kN}$

➤ Niveau sous-sol :

Plancher $5.67 \times 10.55 = 59.82 \text{ kN}$

Surcharges : $2.5 \times 10.55 = 26.37 \text{ kN}$

Poutre : $[2.175 \cdot (0.35 \times 0.4) + 4.85 (0.35 \times 0.45)] \times 2.5 = 26.71 \text{ kN}$

Mur sur poutre : $2.76 \times 4.42 (4.85) = 59.16 \text{ kN}$

Poteau $(0.35 \times 0.35) \cdot 4.42 \cdot 2.5 = 13.54 \text{ kN}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$N_G = 185.6 \text{ kN} \quad N_Q = 26.37 \text{ kN}$$

c. Poteau d'angle

Le poteau le plus sollicité est et à une surface offerte de :

$$S = 5.89 \text{ m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher : $6.76 \times 5.89 = 39.82 \text{ kN}$

Poutre : $[2.175 (0.35 \times 0.4) + 2.7125 (0.35 \times 0.45)] \times 25 = 18.29 \text{ kN}$

Acrotère : $2.21 (4.89) = 10.8 \text{ kN}$

Surcharges : $1 \times 5.89 = 5.89 \text{ kN}$

$$N_G = 74.80 \text{ kN} \quad N_Q = 5.89 \text{ kN}$$

➤ Niveau étage courant :

Plancher : $5.67 \times 5.89 = 33.40 \text{ kN}$

Surcharges $1.5 \times 5.89 = 8.83 \text{ kN}$

Poutre : $[2.175 (0.35 \times 0.4) + 2.7125 (0.35 \times 0.45)] \times 25 = 18.29 \text{ kN}$

Mur sur poutre : $2.76 \times 3.2 (4.89) = 43.19 \text{ kN}$

Poteau $(0.35 \times 0.35) \times 3 \times 2.25 = 9.8 \text{ kN}$

$$N_G = 113.51 \text{ kN} \quad N_Q = 8.83 \text{ kN}$$

➤ Niveau sous-sol :

Plancher : $5.67 \times 5.89 = 33.40 \text{ kN}$

Surcharges : $2.5 \times 5.89 = 14.725 \text{ kN}$

Poutre : $[2.175 (0.35 \times 0.4) + 2.7125 (0.35 \times 0.45)] \times 25 = 18.29 \text{ kN}$

Mur sur poutre : $2.76 \times 4.42 (4.89) = 59.65 \text{ kN}$

Poteau $(0.35 \times 0.35) \times 4.42 \times 2.25 = 13.54 \text{ kN}$

$$N_G = 139.60 \text{ kN} \quad N_Q = 14.725 \text{ kN}$$

Avec :

$$N_u = (1.35 N_G + 1.5 N_Q)$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Résultat des charges G et Q pour les différents poteaux :

| Charge | Poteau central | Poteau de rive | Poteau d'angle |
|-----------------------|----------------|----------------|----------------|
| G_{terrasse} | 187.78 | 119.29 | 74.80 |
| Q_{terrasse} | 19.89 | 10.55 | 5.89 |
| G_{ec} | 185.85 | 133.57 | 113.51 |
| Q_{ec} | 29.84 | 15.82 | 8.83 |
| $G_{\text{sous sol}}$ | 209.48 | 185.6 | 139.60 |
| $Q_{\text{sous sol}}$ | 49.73 | 26.37 | 14.725 |

Tableau.II.7. Résultat des charges G et Q pour les différents poteaux.

| POTEAU CENTRALE | | | | | | | | |
|------------------------|---------------|---------------------------|---------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------------------|---------------|---------------------------|
| | G (kN) | N_G (kN) | Q (kN) | N_Q (kN) | N_U (kN) | B_r (cm²) | a (cm) | B (cm²) |
| Terrasse | 187.78 | 187.78 | 19.89 | 19.89 | 283.338 | 185.388053 | 15.6157282 | 35x35 |
| 9 | 185.85 | 373.63 | 29.84 | 49.37 | 578.4555 | 378.483434 | 21.4546507 | 35x35 |
| 8 | 185.85 | 559.48 | 29.84 | 75.902 | 869.151 | 568.685499 | 25.8471277 | 35x35 |
| 7 | 185.85 | 745.33 | 29.84 | 99.486 | 1155.4245 | 755.99425 | 29.4953496 | 40x40 |
| 6 | 185.85 | 931.18 | 29.84 | 120.122 | 1437.276 | 940.409687 | 32.6661 | 40x40 |
| 5 | 185.85 | 1117.03 | 29.84 | 137.81 | 1714.7055 | 1121.93181 | 35.4952505 | 40x40 |
| 4 | 185.85 | 1302.88 | 29.84 | 152.55 | 1987.713 | 1300.56062 | 38.0632863 | 45x45 |
| 3 | 185.85 | 1488.73 | 29.84 | 167.29 | 2260.7205 | 1479.18942 | 40.4602317 | 45x45 |
| 2 | 185.85 | 1674.58 | 29.84 | 182.03 | 2533.728 | 1657.81823 | 42.7163141 | 45x45 |
| 1 | 185.85 | 1860.43 | 29.84 | 196.77 | 2806.7355 | 1836.44704 | 44.8537867 | 50x50 |
| RDC | 185.85 | 2046.28 | 29.84 | 211.51 | 3079.743 | 2015.07584 | 46.8895962 | 50x50 |
| Sous-sol | 209.48 | 2255.76 | 49.73 | 246.26 | 3414.666 | 2234.21596 | 49.2674937 | 50x50 |

Tableau. II.8. Tableau récapitulatif des sections des poteaux centraux.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

| POTEAU DE RIVE | | | | | | | | |
|----------------|--------|---------------------|--------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|------------|----------------------|
| | G (kN) | N _G (kN) | Q (kN) | N _Q (kN) | N _U (kN) | B _r (cm ²) | a (cm) | B (cm ²) |
| Terrasse | 119.29 | 119.29 | 10.55 | 10.55 | 176.8665 | 115.723751 | 12.7574974 | 30x30 |
| 9 | 133.57 | 252.86 | 15.82 | 26.37 | 380.916 | 249.233339 | 17.7871257 | 30x30 |
| 8 | 133.57 | 386.43 | 15.82 | 40.608 | 582.5925 | 381.190273 | 21.5240947 | 30x30 |
| 7 | 133.57 | 520 | 15.82 | 53.264 | 781.896 | 511.594553 | 24.618456 | 30x30 |
| 6 | 133.57 | 653.57 | 15.82 | 64.338 | 978.8265 | 640.446179 | 27.3070381 | 30x30 |
| 5 | 133.57 | 787.14 | 15.82 | 73.83 | 1173.384 | 767.745151 | 29.7082145 | 35x35 |
| 4 | 133.57 | 920.71 | 15.82 | 81.74 | 1365.5685 | 893.49147 | 31.8913277 | 35x35 |
| 3 | 133.57 | 1054.28 | 15.82 | 89.65 | 1557.753 | 1019.23779 | 33.9255037 | 35x35 |
| 2 | 133.57 | 1187.85 | 15.82 | 97.56 | 1749.9375 | 1144.98411 | 35.8376138 | 40x40 |
| 1 | 133.57 | 1321.42 | 15.82 | 105.47 | 1942.122 | 1270.73042 | 37.647306 | 40x40 |
| RDC | 133.57 | 1454.99 | 15.82 | 113.38 | 2134.3065 | 1396.47674 | 39.3694627 | 45x45 |
| Sous-sol | 185.6 | 1640.59 | 26.37 | 130.52 | 2410.5765 | 1577.2402 | 41.7144836 | 45x45 |

Tableau. II.9. Tableau récapitulatif des sections des poteaux de rive.

| POTEAU D'ANGLE | | | | | | | | |
|----------------|--------|---------------------|--------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|------------|----------------------|
| | G (kN) | N _G (kN) | Q (kN) | N _Q (kN) | N _U (kN) | B _r (cm ²) | a (cm) | B (cm ²) |
| Terrasse | 74.8 | 74.8 | 5.89 | 5.89 | 109.815 | 71.8519545 | 10.4765532 | 30x30 |
| 9 | 113.51 | 188.31 | 8.83 | 14.72 | 276.2985 | 180.782109 | 15.4455237 | 30x30 |
| 8 | 113.51 | 301.82 | 8.83 | 22.667 | 441.4575 | 288.845642 | 18.9954595 | 30x30 |
| 7 | 113.51 | 415.33 | 8.83 | 29.731 | 605.292 | 396.042556 | 21.900818 | 30x30 |
| 6 | 113.51 | 528.84 | 8.83 | 35.912 | 767.802 | 502.372849 | 24.4136755 | 30x30 |
| 5 | 113.51 | 642.35 | 8.83 | 41.21 | 928.9875 | 607.836521 | 26.6543408 | 30x30 |
| 4 | 113.51 | 755.86 | 8.83 | 45.625 | 1088.8485 | 712.433574 | 28.6914513 | 30x30 |
| 3 | 113.51 | 869.37 | 8.83 | 50.04 | 1248.7095 | 817.030626 | 30.5837476 | 35x35 |
| 2 | 113.51 | 982.88 | 8.83 | 54.455 | 1408.5705 | 921.627678 | 32.3583214 | 35x35 |
| 1 | 113.51 | 1096.39 | 8.83 | 58.87 | 1568.4315 | 1026.22473 | 34.0347426 | 35x35 |
| RDC | 113.51 | 1209.9 | 8.83 | 63.285 | 1728.2925 | 1130.82178 | 35.6276937 | 40x40 |
| Sous-sol | 139.6 | 1349.5 | 14.725 | 70.26 | 1927.215 | 1260.97677 | 37.5102348 | 40x40 |

Tableau. II.10. Tableau récapitulatif des sections des poteaux d'angle.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

D'après l'article 7.4.1 de RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Donc on adoptera les sections suivantes :

| Etage | [Sous-sol ; 3] | [4 ; terrasse] |
|---------|----------------|----------------|
| Section | 50x50 | 40x40 |

II.5.2. Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } l_f = 0.7l_0, \quad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

λ : élancement.

l_f : longueur de flambement.

i_{\min} : rayon de giration.

I : moment d'inertie.

S : section du poteau.

| Etage | l_0 (m) | l_f (m) | I (m ⁴) | S (m ²) | i (m) | λ | Condition |
|----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|---------|-----------|-----------|
| Sous-sol | 2.76 | 1.93 | 0.0052 | 0.25 | 0.1443 | 13.40 | C.V |
| RDC | 4.42 | 3.09 | 0.0052 | 0.25 | 0.1443 | 21.41 | C.V |
| Etage | 3.20 | 2.24 | 0.0021 | 0.16 | 0.115 | 19.24 | C.V |

Tableau. II.11. vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux.

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles auront le rôle de contreventement, le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (tel que le séisme et le vent) d'une part ont le rôle de reprendre les efforts verticaux (tel que les charges permanentes et les charges d'exploitations)

D'après le R.P.A les éléments satisfaisants la condition $L > 4a$ (sachant que $a \geq \frac{h_e}{20}$)

sont considérés comme voiles

Avec L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

h_e : hauteur libre d'étage

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités

II.6.1.les voiles des contreventements :

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition de RPA99 (article 7-7-1)

$$\begin{cases} L \geq 4 \times e \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

D'où :

L : largeur du voile correspond à la portée minimale

e : épaisseur de voile ;

h_e : correspond à la hauteur libre d'étage.

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

$$\begin{cases} h_e = 320 - 45 = 275 \text{ cm} \\ h_e = 442 - 45 = 397 \text{ cm} \end{cases}$$

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

$$\begin{cases} h_e = 320 - 45 = 275 \text{ cm} \\ h_e = 442 - 45 = 397 \text{ cm} \end{cases}$$

-Première condition:

$$L \geq 4 e \Rightarrow e \leq \frac{l}{4}$$

Avec

l : largeur du voile correspond à la portée minimale h

-Deuxième condition :

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

-Troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

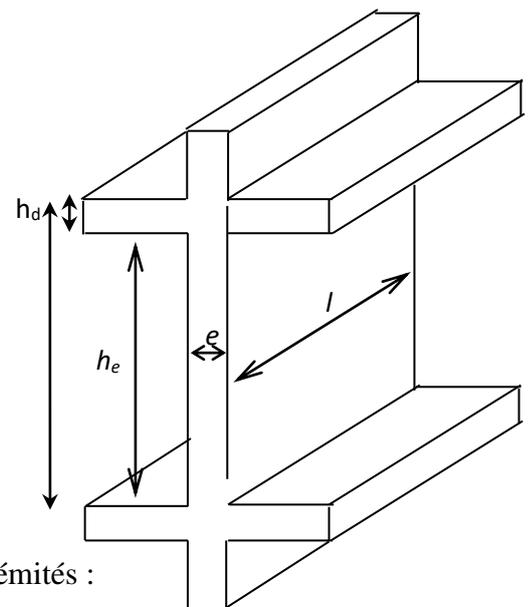


Fig. II.11. Coupes de voiles en élévation

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Dans notre structure on trouve :

$$e \geq \frac{he}{20} = \frac{266}{20} = 13.75 \text{ cm}$$



$$e \geq \frac{he}{20} = \frac{397}{20} = 19.85 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

La largeur minimale des voiles $L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

II.6.2 -voiles périphérique de sous- sol :

Selon le **rpa99** l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus ; la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre :

$$\left\{ \begin{array}{ll} L_{\min} = 15 \text{ cm} & \text{article (10-1-2)} \\ A \geq \frac{he}{25} & \text{article (7-7-1)} \end{array} \right.$$

$he = 276 \text{ cm}$ (hauteur libre de sous-sol) ;

$$a \geq 276/25 = 11.04 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur = **20 cm**

Chapitre III :

Etude des éléments non structuraux

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.Escaliers

III.1. Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de degrés permettant de passer d'un niveau à un autre (à monter et à descendre)

III.2. Les Caractéristiques géométrique :

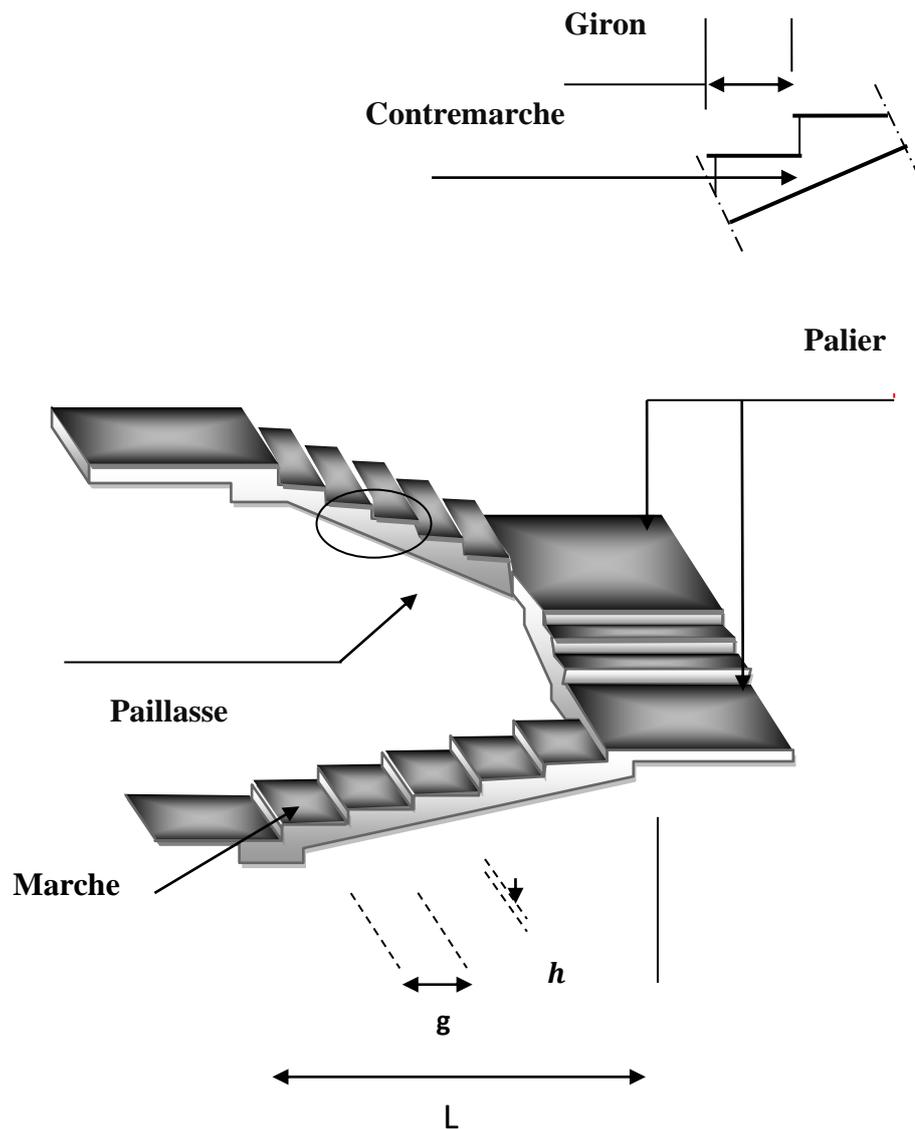


Fig. III.1. Caractéristiques géométriques de l'escalier.

m: Pas.

H :Hauteur d'escalier.

L :Largeur de l'escalier.

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

n : Nombre des contremarches.

On va prendre $m = 64\text{cm}$ et $h = 17\text{cm} \Rightarrow g = 64 - 17 * 2 = 30\text{ cm}$;

$$h = \frac{H}{n} \rightarrow n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{272}{17} = 16 ; \text{ donc le nombre contre marche} = 16$$

$n+1 = 16 \Rightarrow n=15$ marche.

L'escalier de sous-sol comporte 2 volées.

➤ **1^{er} volée :** Elle comprend 11 marches

Hauteur : $H = 2.04\text{ m}$

Longueur : $L = 3.3\text{ m}$

Inclinaison : $\text{tg}\alpha = \frac{1.87}{3.3} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

Longueur de paillasse : $l = \frac{3,3}{\cos\alpha} = 3.8\text{ m}$

➤ **2^{ème} volée :**

Comprend 4 marches

Hauteur : $H = 0,85\text{ m}$

Longueur : $L = 1,2\text{ m}$

Inclinaison : $\text{tg}\alpha = \frac{0,68}{1,2} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

Longueur de paillasse : $l = \frac{2,10}{\cos\alpha} = 1,38\text{m}$

a. Escalier de RDC « H=4.42 m »:

$$h = \frac{H}{n} \rightarrow n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{442}{17} = 26 ; \text{ donc le nombre contre marche} = 26$$

$n-1 = 25 \Rightarrow n=25$ marche.

L'escalier de sous-sol comporte 2 volées.

➤ **1^{er} volée :** Elle comprend 4 marches

Hauteur : $H = 0,85\text{ m}$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Longueur : $L = 1,2 \text{ m}$

Inclinaison : $\alpha = 29,53^\circ$

Longueur de paillasse : $l = 1,38 \text{ m}$

➤ **2^{ème} volée :**

Comprend 21 marches

Hauteur : $H = 3,74 \text{ m}$

Longueur : $L = 6,3 \text{ m}$

Inclinaison : $\text{tg}\alpha = \frac{3,57}{6,3} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

Longueur de paillasse : $l = \frac{6,3}{\cos\alpha} = 7,24 \text{ m}$

b. Étages courants « H=3,20 m »

On va prendre $h = 17 \text{ cm}$ et $m = 64 \Rightarrow g = 64 - 17 * 2 = 30 \text{ cm}$; $n = 19$

L'escalier de l'étage courant comporte ainsi 3 volées

➤ **1^{er} et 3^{ème} volées :** Elle comprend 4 marches

Hauteur : $H = 0,85 \text{ m}$

Longueur : $L = 1,20 \text{ m}$

Inclinaison : $\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

Longueur de paillasse : $l = \frac{1,20}{\cos\alpha} = 1,38 \text{ m}$

✓ **2^{ème} volée :** Comprend 10 marches

Hauteur : $H = 1,70 \text{ m}$

Longueur : $L = 1,5 \text{ m}$

Longueur de paillasse : $l = \frac{2,40}{\cos\alpha} = 2,76 \text{ m}$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

c. Évaluation de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de paillasse et le palier est déterminée comme suite :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20}$$

$L = 2,76 \text{ m} \Rightarrow 9,2\text{cm} \leq e \leq 13,8\text{cm}$; On prend $e = 15 \text{ cm}$

d. Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.

▪ Condition de dégagement rapide des escaliers :

$1,2 \text{ m} \leq \text{l'embranchement} \leq 1,5 \text{ m}$ pour un bâtiment collectif

III.3. descente de charges :

a. La volée :

| | Epaisseur cm | Charge kN /m ² |
|---------------------------------|--------------|--|
| Revêtement carrelage horizontal | 2 | $22.0,02 = 0,44$ |
| Mortier de pose horizontal | 2 | $20.0,02 = 0,40$ |
| Revêtement carrelage vertical | 2 | $(22.0,02).h/g.(22.0,02).17/30 = 0,25$ |
| Mortier de pose vertical | 2 | $(20.0,02).h/g(20.0,02).17/30 = 0,23$ |
| Poids propre des marches | 17 | $22.h/g 22.0,17/30 = 1,87$ |
| Poids propre de la paillasse | 15 | $25.0,15.(1/\cos \alpha) = 4,31$ |
| Enduit de plâtre | 1,5 | $(10 \times 0,015) = 0,15$ |
| La charge permanente | | Gv =7.65 |
| La charge d'exploitation | | Qv =2.50 |

Tableau. III.1. Evaluation des charges (volée).

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

b. Le Palier :

Tableau (IV -1): évaluation des charges (volée)

| Matériaux | Epaisseur cm | Charge kN/m ² |
|---------------------------------|--------------|--------------------------|
| Revêtement carrelage horizontal | 2 | 22.0,02 = 0,44 |
| Mortier de pose | 2 | 20.0,02 = 0,40 |
| Poids propre du palier | 15 | 25.0,15 = 3,75 |
| Enduit de plâtre | 1,5 | (10x0,015) = 0,15 |
| La charge permanente | | Gv = 4,74 |
| La charge d'exploitation | | Qv = 2,50 |

Tableau. III.2. Evaluation des charges (palier).

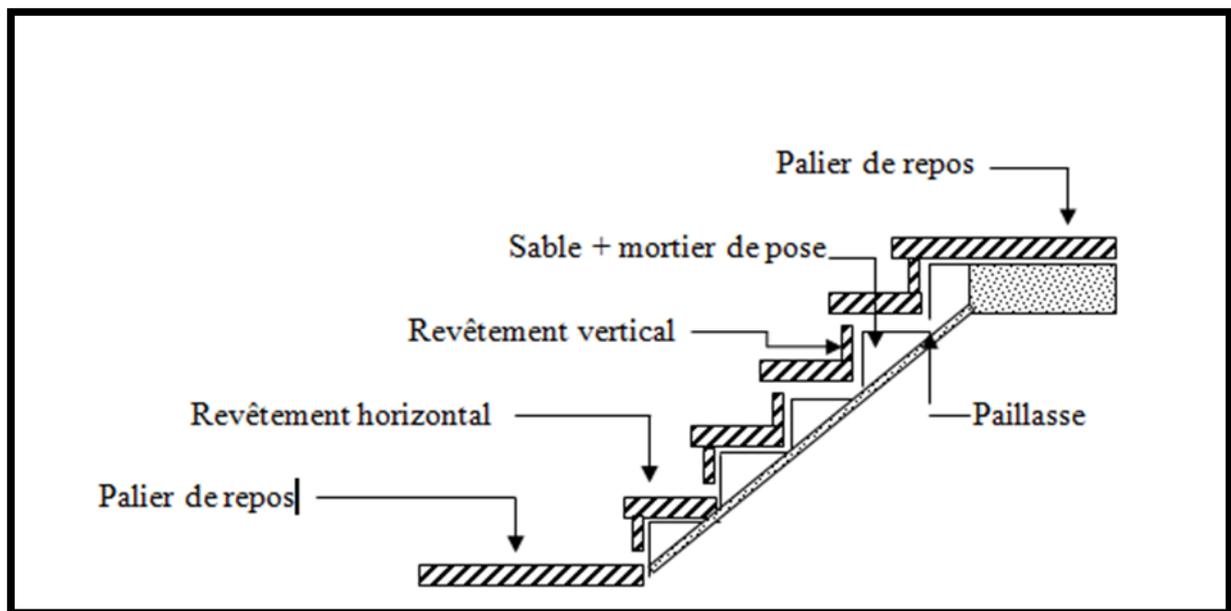


Fig. III.2. Descentes des charges dans l'escalier.

III.4. Combinaison fondamentale :

➤ ELUR :

$$\text{Volée : } q_v = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1\text{m} = (1,35 \cdot 7,65 + 1,5 \cdot 2,50) \times 1\text{m} = 14,08 \text{ kN/ml}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Palier : $q_p = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1m = (1,35 \cdot 4,74 + 1,5 \cdot 2,50) \times 1m = 10,15 \text{ kN/ml}$

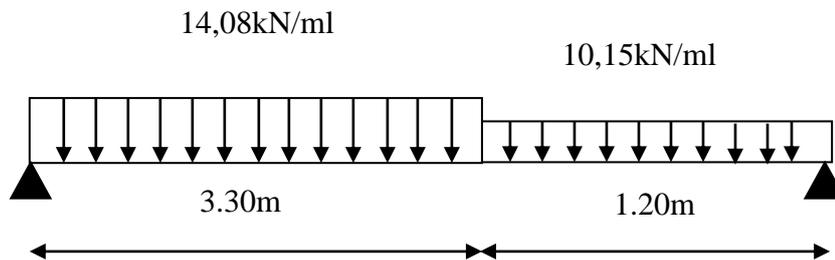
➤ **ELS :**

Volée : $q_v = (G_v + P_v) \times 1m = (7,65 + 2,50) \times 1m = 10,14 \text{ kN/ml}$

Palier : $q_p = (G_p + P_p) \times 1m = (4,74 + 2,50) \times 1m = 7,24 \text{ kN/ml}$

4.1. Escalier sous-sol

➤ **ELUR :**



-La charge équivalente :

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{\min}} \leq 15\%$$

On prend la charge de la paillasse comme une charge répartie sur toute la longueur.

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{\min}} > 15\%$$

La répartition des charges reste la même.

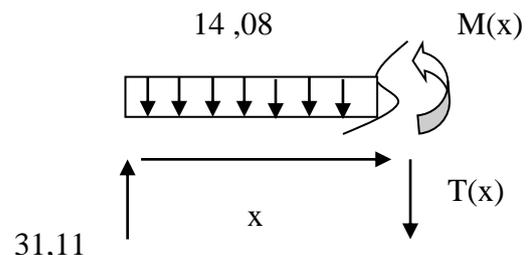
$$\text{On a : } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{14,07 - 10,15}{10,15} = 38\% > 15\%$$

On ne peut pas appliquer la charge équivalente sur toute la longueur donc la répartition reste la même.

- Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 31,11 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 27,53 \text{ kN.}$$



-Calcul des moments et efforts tranchants :

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Pour : $0 \leq x \leq 2,7$ m

$$T(x) = 31,11 - 14,08 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 31,11 \text{ kN} \\ x = 2,21 \text{ cm} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 3,30 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -15.354 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 31,11 \cdot x - 14,08 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 34,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\max} = -13,744 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\max} = 29,206 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ T_{\max} = 31,11 \text{ kN} \end{cases}$$

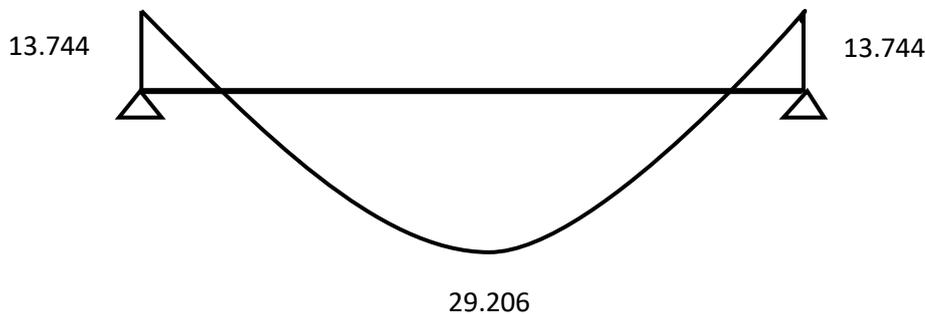
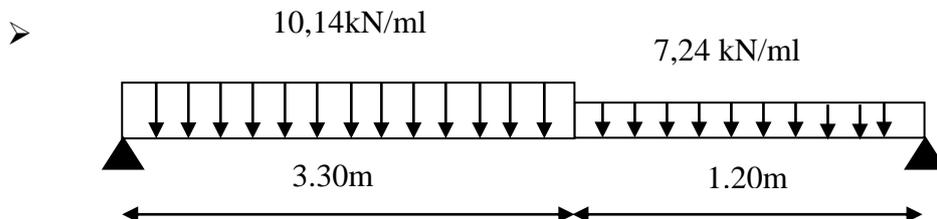


Fig. III.3. Diagramme des moments fléchissant.

➤ ELS :



-La charge équivalente :

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{\min}} \leq 15\%$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

On prend la charge de la paillasse comme une charge répartie sur toute la longueur.

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{\min}} > 15\%$$

La répartition des charges reste la même.

$$\text{On a : } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{10,14 - 7,24}{7,24} = 40\% > 15\%$$

On ne peut pas appliquer la charge équivalente sur toute la longueur donc la répartition reste la même.

Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 22,37 \text{ kN.}$$

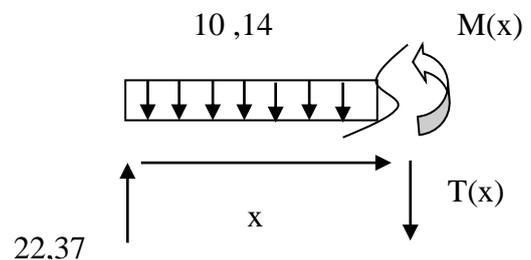
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 19,81 \text{ kN.}$$

-Calcul des moments et efforts tranchants :

Pour : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$T(x) = 22,37 - 10,14 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 22,37 \text{ kN} \\ x = 2,21 \text{ m} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 3,30 \text{ m} \rightarrow T(x) = -11,092 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 22,37 \cdot x - 10,14 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 24,66 \text{ kN. m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\max} = -9,864 \text{ kN. m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\max} = 20,961 \text{ daN. m} \\ T_{\max} = 22,37 \text{ kN} \end{cases}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

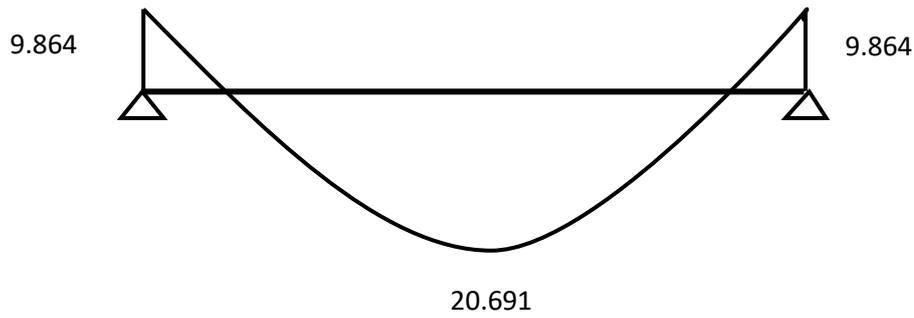


Fig. III.4. Diagramme des moments fléchissant.

4.2. Escalier étage courant

➤ ELUR :

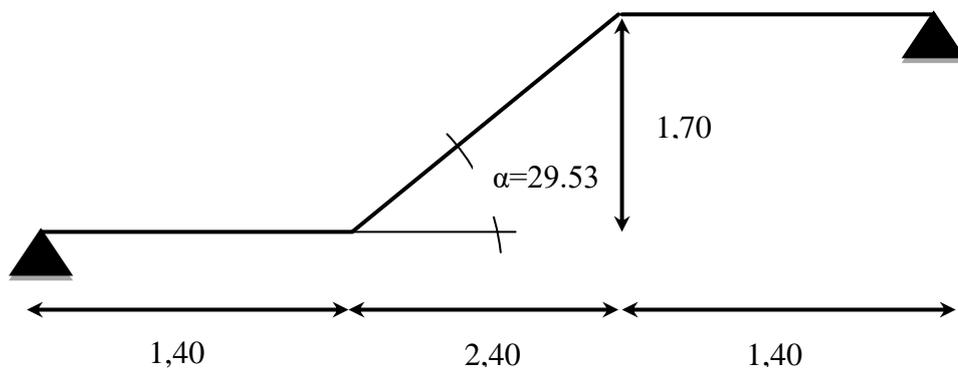


Schéma statique

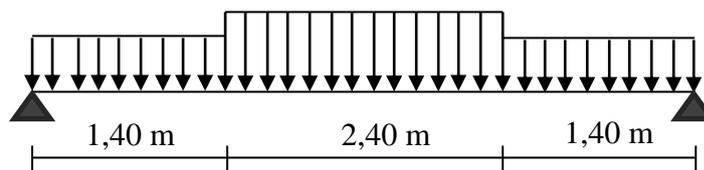


Schéma statique

-Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 32,38 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 32,38 \text{ kN.}$$

-Calcul des moments et efforts tranchants :

Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 42.98 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\text{max}} = -17.192 \text{ kN.m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\text{max}} = 36.53 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 32.38 \text{ kN} \end{cases}$$

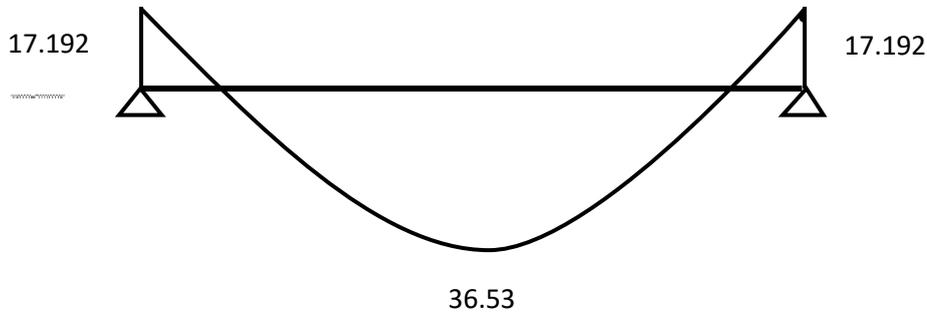


Fig. III.5. Diagramme des moments fléchissant.

➤ ELS :

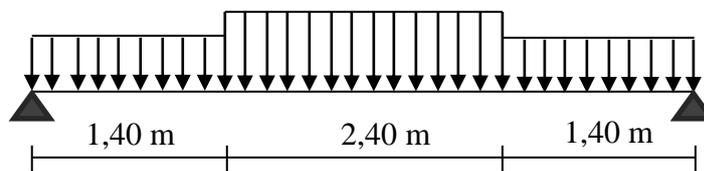


Schéma statique

-Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 23,17 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 23,17 \text{ kN.}$$

-Calcul des moments et efforts tranchants :

Moment fléchissant :

$$M_{\text{max}} = 31.26 \text{ kN.m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\text{max}} = -12.51 \text{ kN.m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\text{max}} = 26.57 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 23.17 \text{ kN} \end{cases}$$

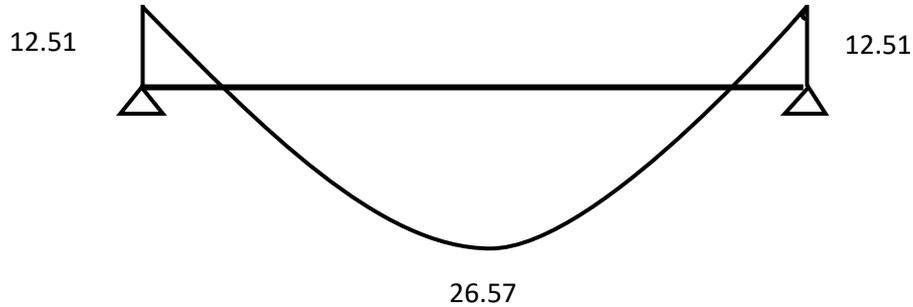


Fig. III.6. Diagramme des moments fléchissant.

| | ELU | | ELS | |
|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | EN TRAVEE (kN.m) | EN APPUIS (kN.m) | EN TRAVEE (kN.m) | EN APPUIS (kN.m) |
| SOUS-SOL | 29,206 | 13,744 | 20 ,691 | 9,864 |
| RDC type 1 | 51,18 | 24,08 | 36,86 | 17,35 |
| RDC type 2 | 27,73 | 13,05 | 19,97 | 9,4 |
| ETAGE COURANT | 36,53 | 17,192 | 26,57 | 12,51 |

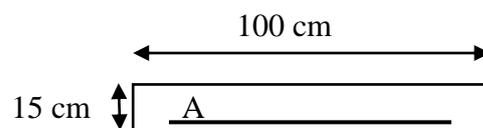
Tableau. III.3. Evaluation des charges (palier).

III.5. Ferrailage :

5.1. Sous-sol

➤ E.L.U.R :

I. En travée (paillasse) :



$$M_u^T = 29,206 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

$$\mu = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{29.206}{100.13,5^2 \cdot 14,2} = 0,113$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,15 ; \beta = 0,94$$

$$A_u^t = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{29.206}{348 \cdot 0,94 \cdot 13,5} = 6,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

-Vérification des contraintes :

Fissuration peu nuisible \rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

-En travée :

$$M_{\text{ser}}^t = 20,691 \text{ kN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4,28 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie:

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 11052,31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{20691}{11052,31} = 1,872$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 1.872.4,28 = 8,01 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ les armatures calculée à l'E.L.U.R conviennent.

-Armature finale :

$$A = \max (A_u^t; A_{\min}) = 6,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix de l'armature : n

$$\text{Soit } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Espacement :

$$e_{\max} = \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{app}}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,698 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choix : $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$e < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$e = 31 \text{ cm}$$

-En appui :

➤ E.L.U.R :

$$M_u^a = 13,744 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,744}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,053$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,068 ; \beta = 0,973.$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13,744}{348,0965 \cdot 13,5} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}}^a = 9,864 \text{ kN}$$

Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1'^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3,07 \text{ cm}.$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1'^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 5875 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{9864}{5875} = 1,679$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1 = 1,679 \cdot 3,07 = 5,152 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa}.$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

-Armature finale :

$$A = \max(A_u^t; A_{\text{min}}) = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix de l'armature :

$$\text{Soit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

-Espacement :

$$e_{\text{max}} = \min(3h; 33 \text{ cm}) = 31 \text{ cm}.$$

On prend : $e = 31 \text{ cm}.$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choix : 4T10= 3,40 cm²/ml

-Espacement :

$$e < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$e = 31 \text{ cm}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 31,11 \text{ kN}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{31110}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier :

Schéma statique

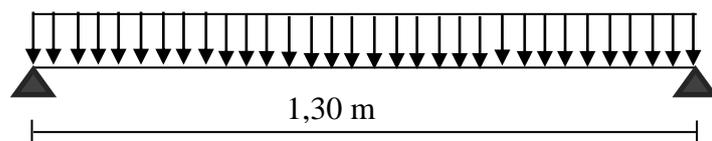


Fig. III.7. Schéma statique de la poutre palière.

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

a-Pré dimensionnement :

a.1-Critère de rigidité : selon le BAEL91 les dimensions de la poutre palière sont :

$$L = 1,30 \text{ m}$$

➤ **La hauteur de la poutre palière doit satisfaire la condition suivante :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 8,65 \leq h \leq 13 \quad \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Le largueur de la poutre :**

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 4 \leq b \leq 8 \quad \text{on prend } b = 25 \text{ cm}$$

a.2-Vérification selon le RPA99V2003:

$h = 30 \text{ cm}$ et $b = 20 \text{ cm}$ tel que:

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 1,2 \text{ CV}$$

La section de la poutre palière est de dimension $(bxh) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

a.3-Efforts sollicitant la poutre palière :

Son poids propre : $G_p = 2500 \cdot 0,25 \cdot 0,30 = 1,875 \text{ kN/ml}$

La poutre palier support le max ($R_a ; R_b$) = R_a / ml

a.4-Calcul des sollicitations :

➤ **ELUR :**

$$q_u = 1,35G + R_a = 1,35 \cdot 1,875 + 31,11 = 33,64 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0u} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{33,64 \cdot 1,30^2}{8} = 7,10 \text{ kN.m}$$

- En appui :

$$M_u^a = -0,4M_{0u} = -2,84 \text{ N.m}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

- En travée :

$$M_u^t = 0,85M_{0u} = 6,035 \text{ kN.m}$$

➤ ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Ra = 32,98 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}L^2}{8} = \frac{32,98 \cdot 1,30^2}{8} = 6,96 \text{ kN.m}$$

- En appui :

$$M_{\text{ser}}^a = -0,4M_{0\text{ser}} = -2,78 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$M_{\text{ser}}^t = 0,85M_{0\text{ser}} = 5,92 \text{ kN.m}$$

a.5-Ferraillage de la poutre palière :

➤ E.L.U.R :

-En travée :

$$M_u^T = 6,035 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6,035}{30 \cdot 31,5^2 \cdot 14,2} = 0,023$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,030 ; \beta = 0,988.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,035}{348 \cdot 0,98 \cdot 27} = 0,65 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

La fissuration peu nuisible, donc il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$M_{\text{ser}}^t = 5,92 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4.22 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{30.4,22^3}{3} + 15.0,65. (27 - 4,22)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 5688,20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{5920}{5688,20} = 1,041$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1 = 1,041. 4,22 = 4,388 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}.$$

Les armatures calculé a E.L.U.R conviennent

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,82 \text{ cm}^2$$

-Armatures finales :

$$A_{adp} = \max(A_u; A_{min}) = 0,82 \text{ cm}^2$$

-Choix de l'armature :

$$\text{Soit } A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

-En appui :

➤ **E.L.U.R :**

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

$$M_u^a = -2,84 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5,92}{25 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,011$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa ; } \alpha = 0,014 ; \beta = 0,994.$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,92}{348 \cdot 0,994 \cdot 27} = 0,30 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ser}^a = -2,78 \text{ kN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1'^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4,18 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1'^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{25 \cdot 2,96^3}{3} + 15 \cdot 0,30 \cdot (27 - 2,96)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 2852,21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{2780}{2852,21} = 0,975$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1 = 0,975 \cdot 2,96 = 2,887 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

Les armatures calculées à l'ELUR conviennent

-Armatures finales :

$$A_{\text{adp}} = \max(A_u; A_{\text{min}}) = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **calcul de l'effort tranchant :**

$$q_u = 33,64 \text{ kN/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{33,64 \cdot 1,30}{2} = 21,86 \text{ N}$$

a-Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_u \text{max} = 62137,58 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{462137,58}{30 \cdot 31,5 \cdot 10^2} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.7. Escalier de RDC :

TYPE 1 :

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Schéma statique

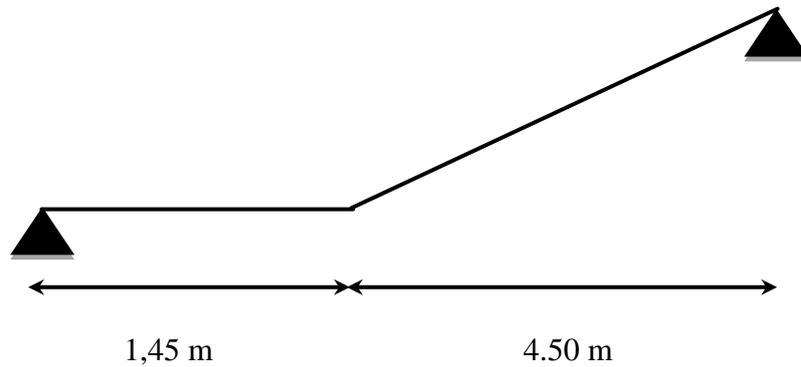


Diagramme des moments :

➤ **E.L.U.R :**

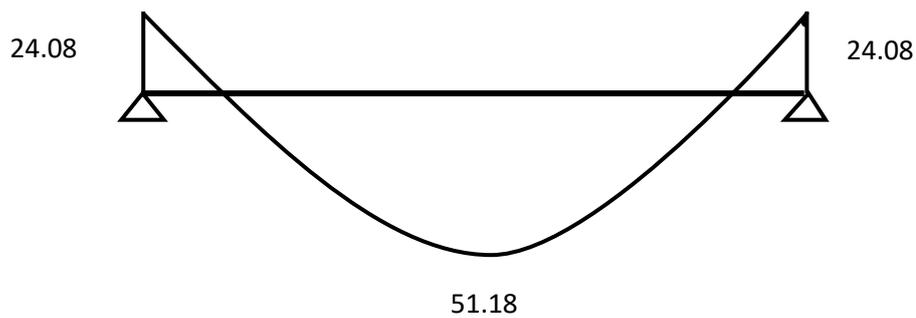


Fig. III.8. Diagramme des moments fléchissant.

➤ **E.L.S :**

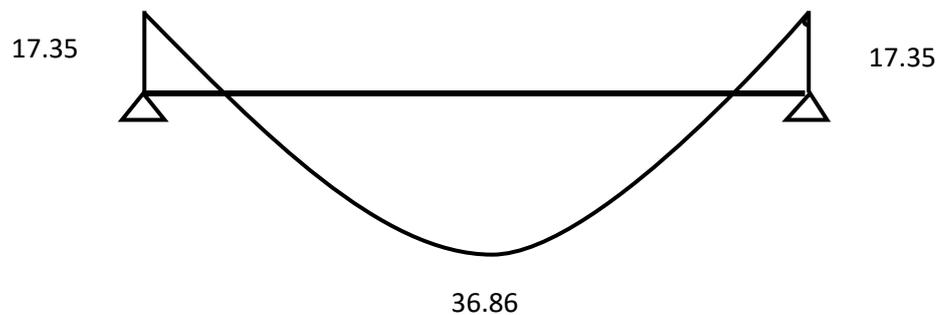
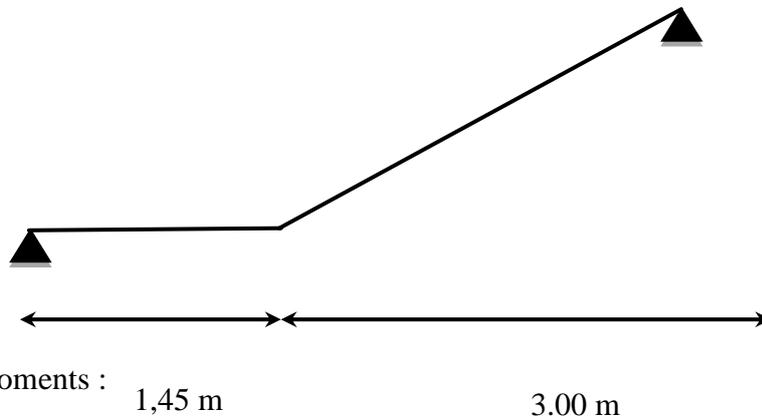


Fig. III.9. Diagramme des moments fléchissant.

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Type 2 :

Schéma statique



➤ E.L.U.R :

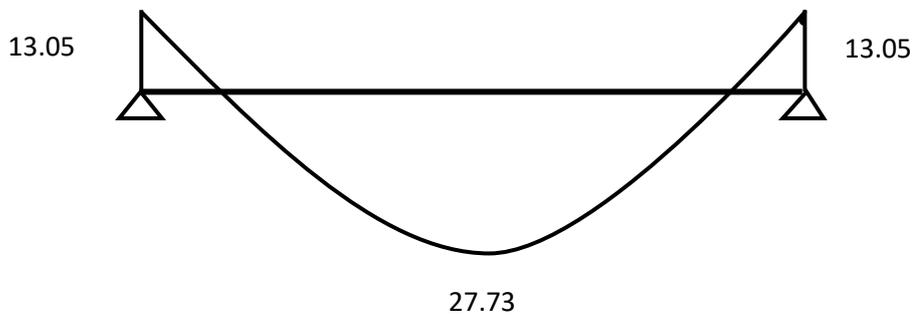


Fig. III.10. Diagramme des moments fléchissant.

➤ E.L.S :

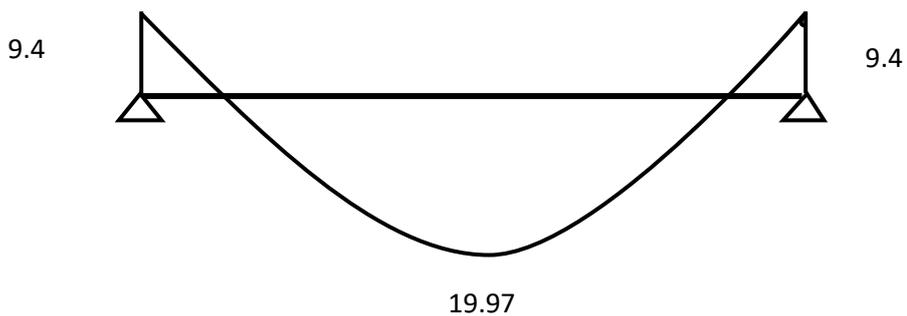


Fig. III.11. Diagramme des moments fléchissant.

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

➤ **Tableau de ferrailage :**

| | | A_u (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_{dop} (cm ²) | Choix | A_{rep} (cm ²) | Choix (ml) | e (cm) | |
|--------------------------|---------------|-----------------------------|---------------------------------|------------------------------|-------|---------------------------------|---------------|-----------|----|
| SOUS SOL | Appuis | 6.62 | 1.63 | 6.79 | 6H12 | 3.14 | 4T10 | 15 | |
| | Travée | 3.01 | 1.63 | 4.52 | 4H12 | 3.14 | 4T10 | 15 | |
| R D C | TYPE 1 | Appuis | 12.27 | 1.63 | 12.32 | 8H14 | 3.14 | 4T10 | 15 |
| | | Travée | 5.39 | 1.63 | 5.65 | 5H12 | 3.14 | 4T10 | 15 |
| | TYPE 2 | Appuis | 6.26 | 1.63 | 6.79 | 6H12 | 3.14 | 4T10 | 15 |
| | | Travée | 2.85 | 1.63 | 4.52 | 4H12 | 3.14 | 4T10 | 15 |
| ETAGE COURANT | Appuis | 8.45 | 1.63 | 9.05 | 8H12 | 3.14 | 4T10 | 15 | |
| | Travée | 3.79 | 1.63 | 4.52 | 4H12 | 3.14 | 4T10 | 15 | |

Tableau. III.4. Résultats du ferrailage.

III.7. ACROTÈRE

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1kN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

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

- ♦ Charge permanente : $G = 187.5 \text{ kg/m}^2$
- ♦ Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

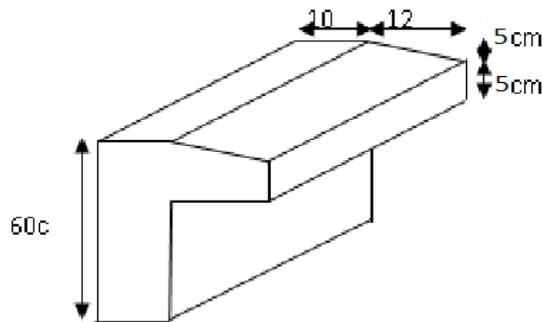


Fig. III.12. Dessin de l'acrotère.

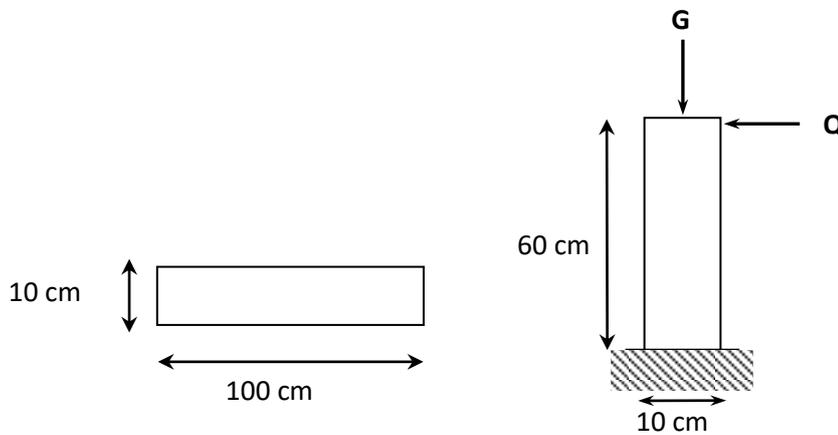


Fig.III.13. Schéma de l'acrotère.

Pur une bande de 1m de largeur $\Rightarrow G=1,875 \text{ kN/ ml}$ et $Q =1 \text{ kN/ ml}$.

III.7.1 Évaluation et combinaison des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 G = 2,53 \text{ kN.} \\ M_u = 1,5 Q h = 0,9 \text{ kN.m.} \\ T_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ kN.} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = G = 1,875 \text{ kN.} \\ M_{ser} = Q h = 0,6 \text{ kN.m.} \\ T_{ser} = Q = 1 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

La section du béton (bxh) est (100x10) cm².

| $f_{c28}(\text{MPa})$ | d (cm) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | σ_s (MPa) | f_e (MPa) | $c=c'$ (cm) |
|-----------------------|----------|---------------------------|------------------|-------------|-------------|
| 25 | 9 | 14,17 | 348 | 400 | 2 |

Tableau. III.5. Caractéristiques géométriques et mécaniques.

III.7.2 Ferrailage

♦ Calcul à l'ELU

L'excentricité e_0 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_0 = \frac{0,9}{2,53} = 35,57 \text{ cm}$$

$$\psi_1 = \frac{M_u}{bh\sigma_{bc}} = \frac{0,9 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,1 \times 14,17} = 0,635 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad \xi = f(\psi_1) = 0,1667$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 10 \text{ cm} \Rightarrow e_0 > e_{NC}$$

$e_0 > e_{NC}$; donc la section est partiellement comprimée.

L'excentricité additionnelle : $e_a = \text{Max}(2 \text{ cm} ; 60/250) = 2 \text{ cm}$

$$e_1 = e_0 + e_a = 37,57 \text{ cm}$$

$$\text{On a } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) \Rightarrow 10 \leq \text{Max}(15; 12,52)$$

\Rightarrow Calcul en flexion composée en tenant compte, de façon forfaitaire, de l'excentricité de second ordre (e_2).

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \phi) \cdot \alpha = 10 \left[1 - \frac{M_U}{1,5 M_{ser}} \right] = 0 \text{ et } l_f = 2l_0 = 1,2 \text{ m}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

$$\text{Donc: } e_2 = \frac{3.1,2^2}{10^4.0,1} = 8,64.10^{-3}.$$

$$M_{uG} = N_u(e_1 + e_2) \implies M_{uG} = 0,95 \text{ kN.m.}$$

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 1,05 \text{ kN.m.}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferrailage :

| M_{uA} (kN.m) | μ | α | z (cm) | ϵ_s (‰) | σ_s (MPa) | $A_{s,u}$ (cm ²) |
|-----------------|-------|----------|----------|------------------|------------------|------------------------------|
| 1,05 | 0,009 | 0,012 | 8,96 | 0,01 | 348 | 0,34 |

Tableau. III.6. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU.

Calcul à l'ELS

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Après le calcul on a : $N_{ser} = 0,67 \text{ kN}$; $M_{serA} = 0,71 \text{ kN.m.}$

La contrainte du béton à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] \implies \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

La position de l'axe neutre : $x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,047m$

Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \left(d - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 26,2 \cdot 10^{-3} MN.m$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ la section est sans aciers comprimés

D'où $A_{s,ser} = \frac{M_{serA}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0,71 \cdot 10^{-3}}{0,074 \times 201,63} - \frac{0,67 \cdot 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_{s,ser} = 0,457 cm^2$.

III.7.3 Vérification

♦ Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,087 cm^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max(A_{S,u}; A_{S,ser}; A_s^{\min}) = 1,087 cm^2$

Le choix des barres est : **5HA6** = 1,41 cm², avec un espacement $S_t = 100/5 = 20 cm$.

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,35 ; \text{ on choisit } \mathbf{3HA6} = 0,85, \text{ avec un espacement } \mathbf{S_t = 20 cm}.$$

♦ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,025 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \quad \text{vérifiée.}$$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

♦ Vérification à l'ELS

| M _{SER} (KN.M) | A _S (CM ²) | X (CM) | I (CM ⁴) | σ _{bc} (MPA) | σ _{sc} (MPA) | σ _{st} (MPA) |
|--------------------------|-----------------------------------|--------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1,013 | 1,41 | 1,75 | 331,98 | 5,34 | 11,44 | 33,18 |

Tableau. III.7. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS.

a) Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = 5,34\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 15\text{MPa}$. vérifiée.

b) Contrainte dans l'acier : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ (110\sqrt{\eta f_{t28}}) \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$ pour $\eta = 1,6$ les aciers à hautes adhérences.

-Aciers tendus : $\sigma_{st} = 33,18\text{MPa} < \bar{\sigma} = 201,63\text{MPa}$ vérifiée.

-Aciers comprimés : $\sigma_{sc} = -11,44\text{MPa} < \bar{\sigma} = 201,63\text{MPa}$ vérifiée.

♦ Vérification de l'effort due au séisme

Le **RPA** exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément. $W_p = 1,875 \text{ kN/ml}$

A: coefficient d'accélération (zone III, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,25$

D'où: $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,875 = 1,50 \text{ kN/ml}$

Soit $F = 1,5 \text{ Q} = 1,5\text{kN/m} \Rightarrow$ donc $F_p = F$

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

F : la force due à la main courante majorée.

Remarque : les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux face de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit $A_s' = A_s$)

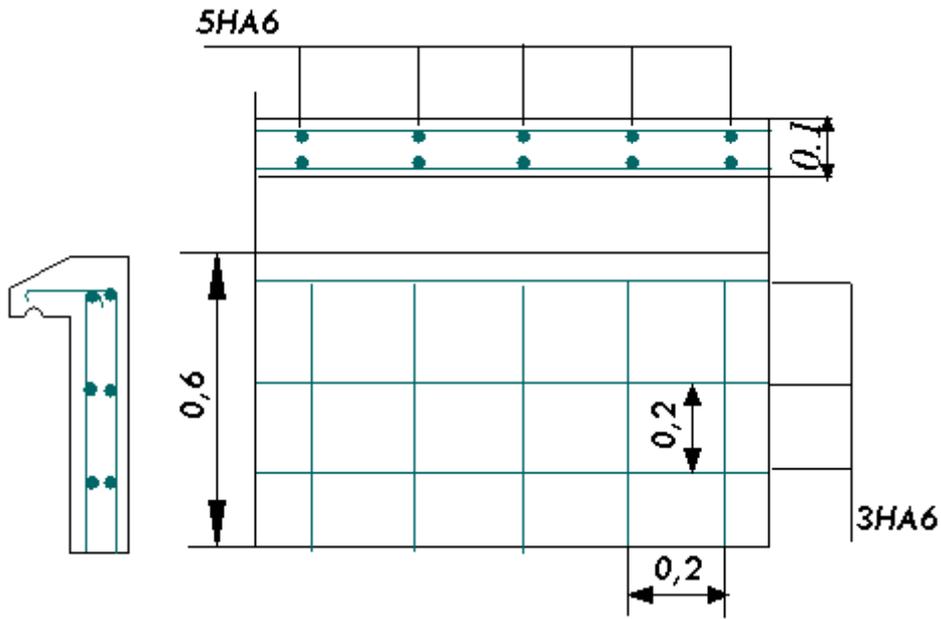


Fig. III.8. Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.8. BALCON

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,40\text{m}$$

$$9,33 \leq e \leq 14$$

On prend un épaisseur de : 12 cm.

III.8.1. Evaluation et combinaison des charges

$$G = 0,460\text{t/m}^2 \quad ; \quad Q = 0,350\text{t/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{A l'état limite ultime : } q_{ser} = G + Q$$

| | Q_U (KN/M ²) | M_{MAX} (KN.M) | T_{MAX} (KN) |
|------------|----------------------------|------------------|----------------|
| ELU | 11,46 | 11,23 | 16,04 |
| ELS | 8,10 | 7,94 | 11,34 |

Tableau. III.9. les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

III.8.2. Le Ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

♦ **Calcul à l'ELU**

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

| M_u (kN.m) | μ | α | z (cm) | ε_s (‰) | σ_s (MPa) | $A_{s,u}$ (cm ²) |
|--------------|-------|----------|----------|---------------------|------------------|------------------------------|
| 11,23 | 0,049 | 0,063 | 10,53 | 0,01 | 348 | 3,065 |

Tableau. III.10. Ferrailage du balcon à l'ELU.

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

♦ Calcul à l'ELS

La contrainte du béton à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre : $x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,056m$

$$Z = d - \frac{x}{3} \Rightarrow Z = 0,089m$$

Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \left(d - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 52,33 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$

$M_{ser} < M_1 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés

$$\text{D'où } A_{s,ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{11,23 \cdot 10^{-3}}{0,089 \times 201,63} \Rightarrow A_{s,ser} = 6,26 \text{ cm}^2.$$

III.8.3. Vérification

♦ Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max(A_{s,u}; A_{s,ser}; A_s^{\min}) = 6,26 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **6HA12** = 6,79 cm², avec un espacement $S_t = 100/6 = 17 \text{ cm}$.

Pour les armatures de répartition, nous avons :

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,70 ; \text{ on choisit } \mathbf{4HA8} = 2,01, \text{ avec un espacement } S_t = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{16,04 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,9 \times 0,12} = 0,106MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

♦ Vérification à l'ELS

| $M_{SER}(\text{KN.M})$ | A_s (CM^2) | X (CM) | I (CM^4) | (MPA) σ_{bc} | σ_{sc} (MPA) | σ_{st} (MPA) |
|------------------------|----------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 7,94 | 6,79 | 3,30 | 2440,94 | 10,73 | 63,43 | 165,94 |

Tableau. III.11. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS.

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = 10,73MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$. vérifiée.

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ (110\sqrt{\eta f_{t28}}) \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$ pour $\eta = 1,6$ les aciers à hautes adhérences.

Aciers tendus : $\sigma_{st} = 165,95MPa < \bar{\sigma} = 201,63MPa$ vérifiée.

Aciers comprimés : $\sigma_{sc} = 63,43MPa < \bar{\sigma} = 201,63MPa$ vérifiée.

Chapitre IV :

Etude des planchers

Chapitre IV : Etude des planchers

IV.1. Introduction.

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

IV.2. Planchers à corps creux.

Les planchers sont en corps creux coulés sur place avec une dalle de compression de 5 cm.

Les poutres et poutrelles d'un plancher peuvent être calculés en utilisant les méthodes de la RDM. L'erreur provient de ce que généralement le projecteur ne tient pas compte de la variation du facteur EI le long la ligne moyenne des poutres.

IV.2.1 Calcul des poutrelles.

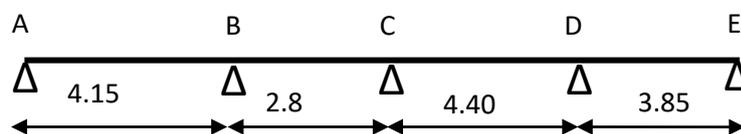
Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

2.2 Type de poutrelle :

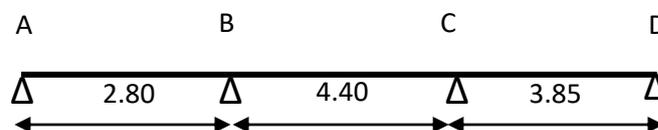
Dans notre bâtiment il existe « 6 » types de poutrelles :

2.2.1. Sous-sol

➤ Type 1



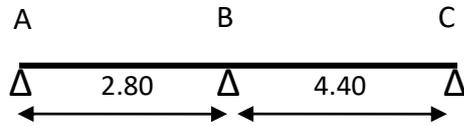
➤ Type 2



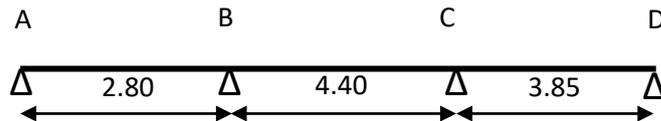
Chapitre IV : Etude des planchers

2.2.2. Etage courant

➤ Type 3

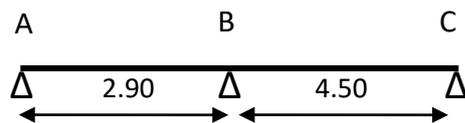


➤ Type 4

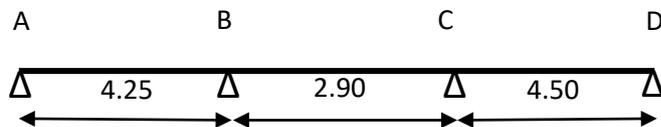


2.2.3. Terrasse

➤ Type 5



➤ Type 6



2.3 Méthode de calcul des poutrelles :

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

Il y'a deux méthodes à utiliser :

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

a- La méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique pour les conditions suivantes :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5\text{kN/m}^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$

Chapitre IV : Etude des planchers

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- Exemple de calcul par la méthode forfaitaire :**

-plancher étage courant : Poutrelle type (3)

1- $Q=150\text{daN /m}^2 \leq \max \{2 \times 567, 500\text{daN/m}^2\}=1134 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2-Fissuration peu nuisibleC.V

3-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V

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

$0.8 \leq \frac{2,80}{4,40} = 0.63 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$

La 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc le calcul se fait par **la méthode des trois moments**

b- La méthode des trois moments :

C'est une méthode basée sur la résolution d'un système des équations, afin d'obtenir les moments en appuis ensuite en travées.

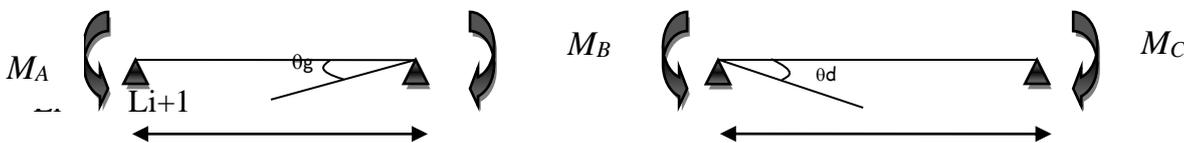


Fig. IV.1. Principe de la méthode des trois moments.

$$L_i M_A + 2(L_{i+1} + L_i) M_B + L_{i+1} M_C = -6EI (\theta_g + \theta_d)$$

M_A, M_B et M_C : Les moments en appuis.

L_i, L_{i+1} : Les travées de la poutre.

θ_g, θ_d : Les rotations au niveau de l'appui (gauche et droite).

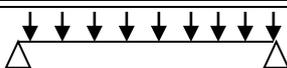
| | | |
|-------------------|---|-------------------|
| $-6EI \theta_g$ | Schéma statique | $-6EI \theta_d$ |
| $\frac{-qL^3}{4}$ |  | $\frac{-qL^3}{4}$ |

Tableau. IV.1. Valeurs des rotations à droite et à gauche de l'appui.

Chapitre IV : Etude des planchers

3. Les sollicitations :

| Plancher | G (kN /m ²) | Q (kN /m ²) |
|---------------|-------------------------|-------------------------|
| Sous-sol | 5,67 | 2,5 |
| RDC | 5,67 | 1,5 |
| Etage courant | 5,67 | 1,5 |
| Terrasse | 6,76 | 1 |

Tableau. IV.2. Les sollicitations des poutrelles.

- Les combinaisons des charges :
 - E. L .U : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6$
 - E. L .S : $q_{ser} = (G + Q) \times 0,6$

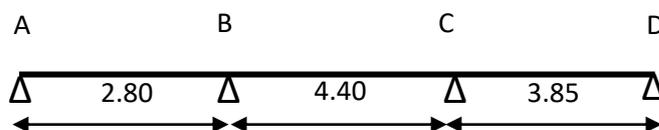
| Plancher | E.L.U.R | E.L.S |
|---------------|----------------|--------------------|
| | q_u (kN /ml) | q_{ser} (kN /ml) |
| Sous-sol | 6,84 | 4,90 |
| RDC | 5,94 | 4,30 |
| Etage courant | 5,94 | 4,30 |
| Terrasse | 6.37 | 4.66 |

Tableau. IV.3. Combinaison des charges.

- Application de la méthode des trois moments :

1-plancher sous-sol :

➤ Type 2



Chapitre IV : Etude des planchers

a-E .L.U.R : $q_u=6,84\text{kN /ml}$

$$M_{0AB} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 6,84 \times \frac{2,80^2}{8} = 6,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 6,84 \times \frac{3,85^2}{8} = 12,67 \text{ kN.m}$$

-Moments en appuis :

- **Appui A :**

$$M_A = -0,2M_{0AB} = -1,34\text{kN.m}$$

- **Appui D:**

$$M_D = -0,2M_{0CD} = -2,53\text{kN.m}$$

- **Appui B :**

$$2,80M_A + 2M_B(2,80 + 4,40) + 4,40M_C = -\frac{6,84}{4} \times (2,80^3 + 4,40^3)$$

- **Appui C :**

$$4,40M_B + 2M_C(4,40 + 3,85) + 3,85M_D = -\frac{6,84}{4} \times (4,40^3 + 3,85^3)$$

-Les équations obtenues :

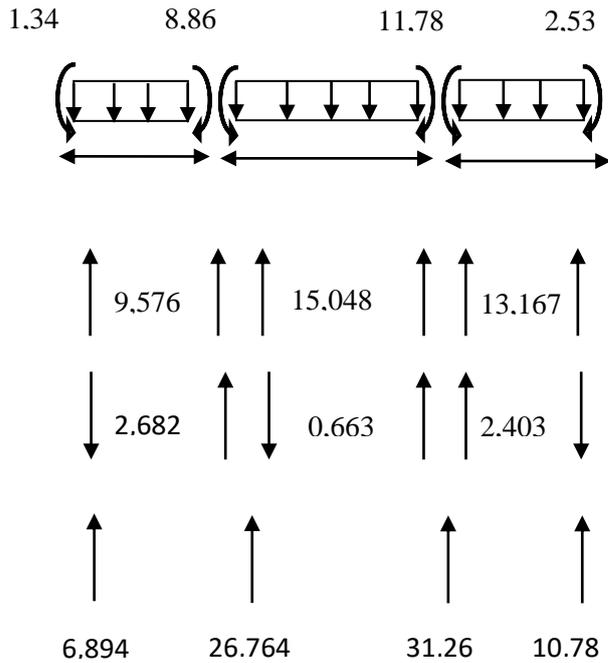
$$14,40M_B + 4,40M_C = -179,45$$

$$4,40M_B + 16,50M_C = -233,50$$

$$M_B = -8,86\text{kN.m}$$

$$M_B = -11,78\text{kN.m}$$

Chapitre IV : Etude des planchers



Les réactions :

$$R_A = 6,894 \text{ kN}$$

$$R_B = 26,764 \text{ kN}$$

$$R_C = 31,26 \text{ kN}$$

$$R_D = 10,78 \text{ kN}$$

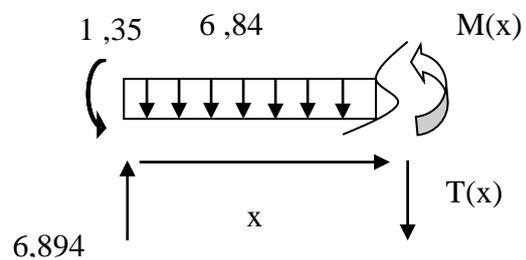
-Calcul des moments et efforts tranchants :

Travée AB

Pour : $0 \leq x \leq 2,80 \text{ m}$

$$T(x) = 6,894 - 6,84 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 6,894 \text{ kN} \\ x = 1,007 \text{ m} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 2,80 \text{ m} \rightarrow T(x) = -12,258 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 6,894 \cdot x - 6,84 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,35$$

$$\rightarrow M_{\max} = 2,124 \text{ kN.m}$$

Travée BC

Chapitre IV : Etude des planchers

Pour : $0 \leq x \leq 4,40$ m

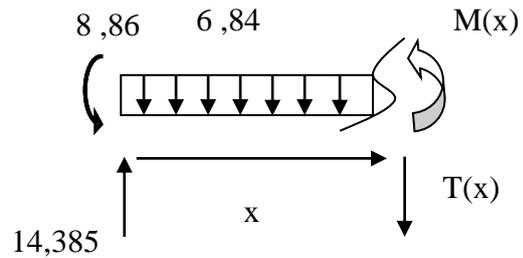
$$T(x) = 14,385 - 6,84 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 14,385 \text{ kN} \\ x = 2,10 \text{ cm} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 4,40 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -15,711 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 14,385 \cdot x - 6,84 \cdot \frac{x^2}{2} - 8,86$$

$$\rightarrow M_{\max} = 6,266 \text{ kN.m}$$



Travée CD

Pour : $0 \leq x \leq 3,85$ m

$$T(x) = 15,570 - 6,84 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 15,570 \text{ kN} \\ x = 2,28 \text{ cm} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 3,85 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -10,764 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 15,570 \cdot x - 6,84 \cdot \frac{x^2}{2} - 11,78$$

$$\rightarrow M_{\max} = 5,94 \text{ kN.m}$$

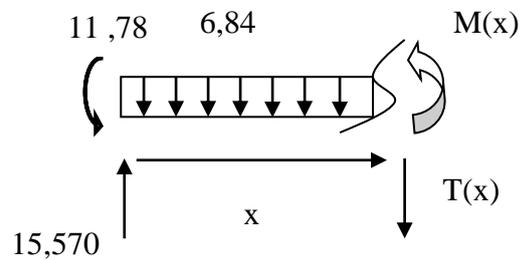
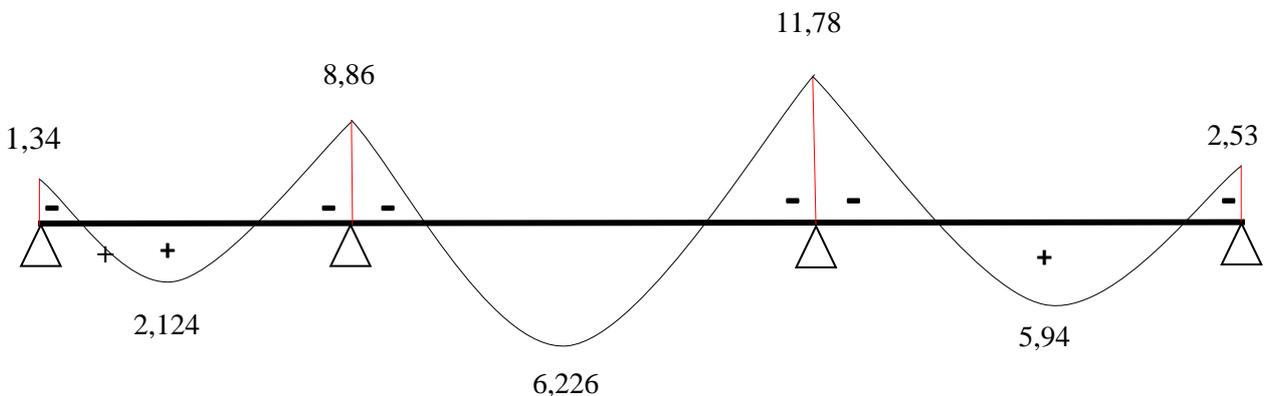
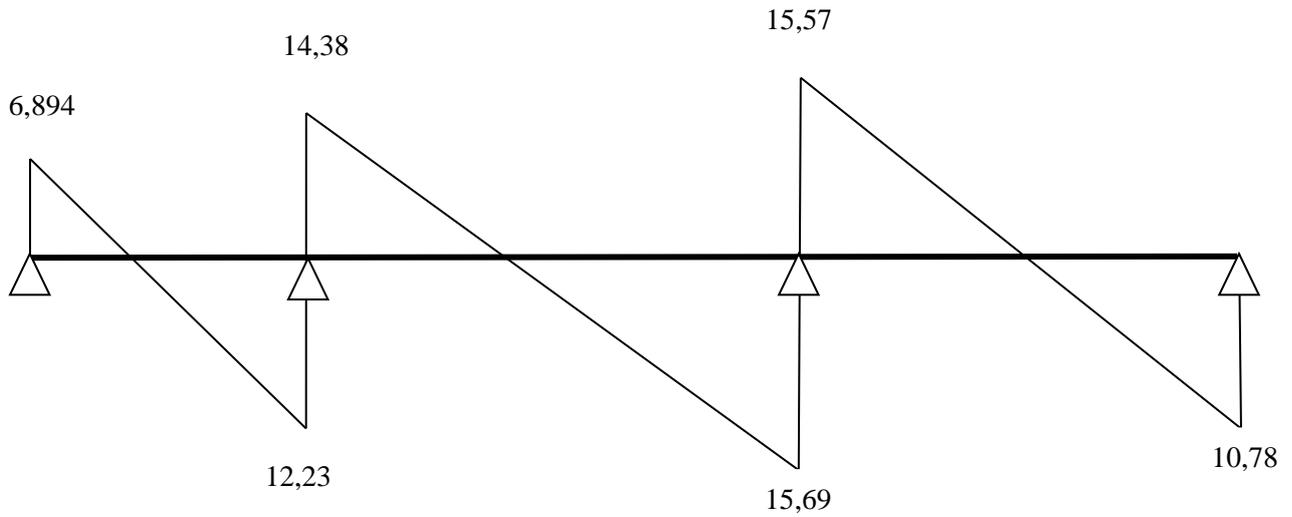


Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.U.R (kN.m) :



Chapitre IV : Etude des planchers

Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.U.R (kN) :



- E.L.S. :

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S (kN.m) :

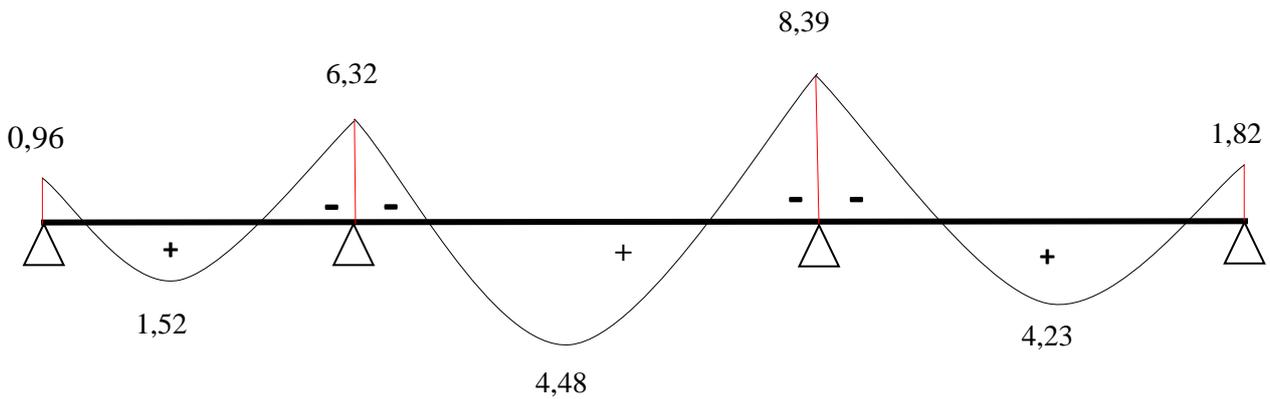
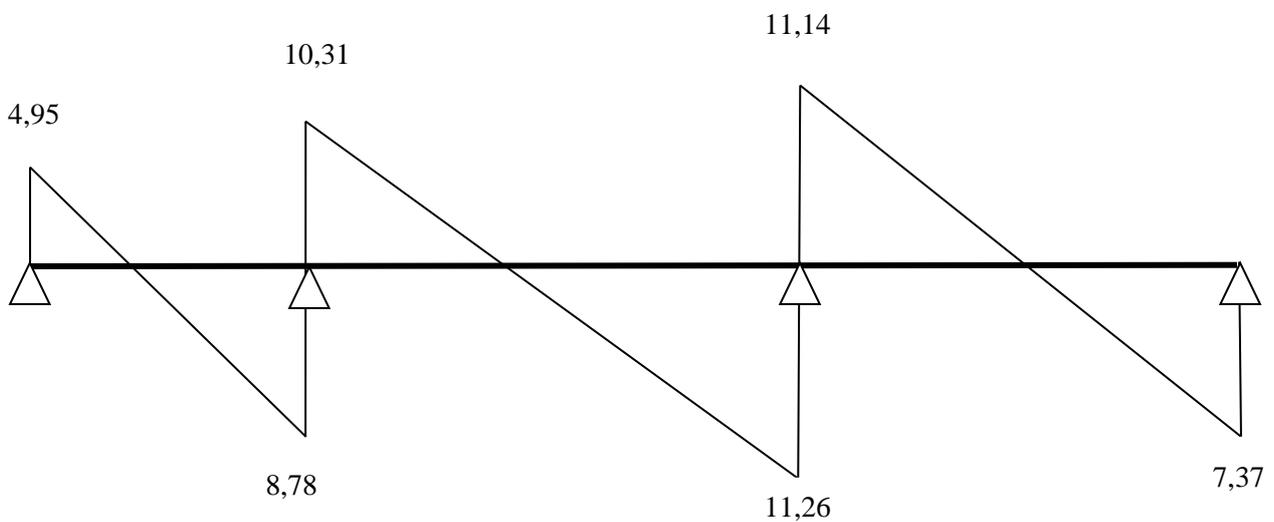


Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.S (kN) :



Chapitre IV : Etude des planchers

➤ Type 1

- E.L.U.R

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.U.R (kN.m)

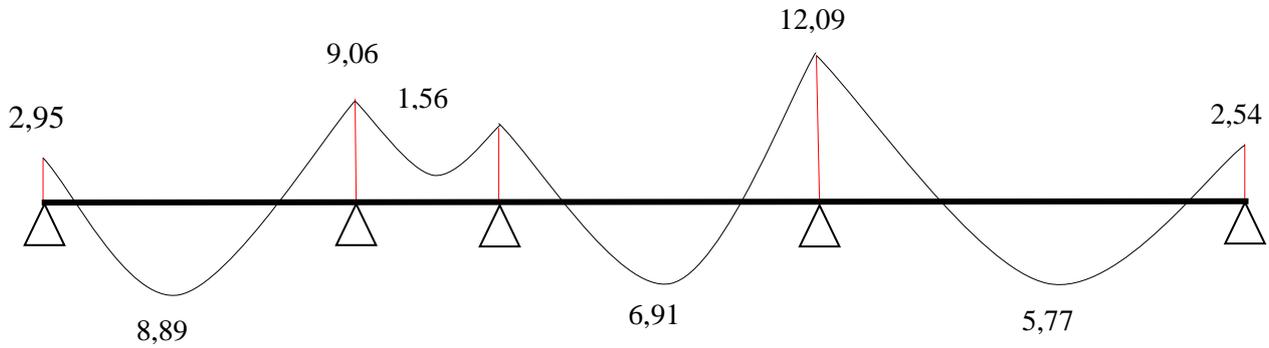
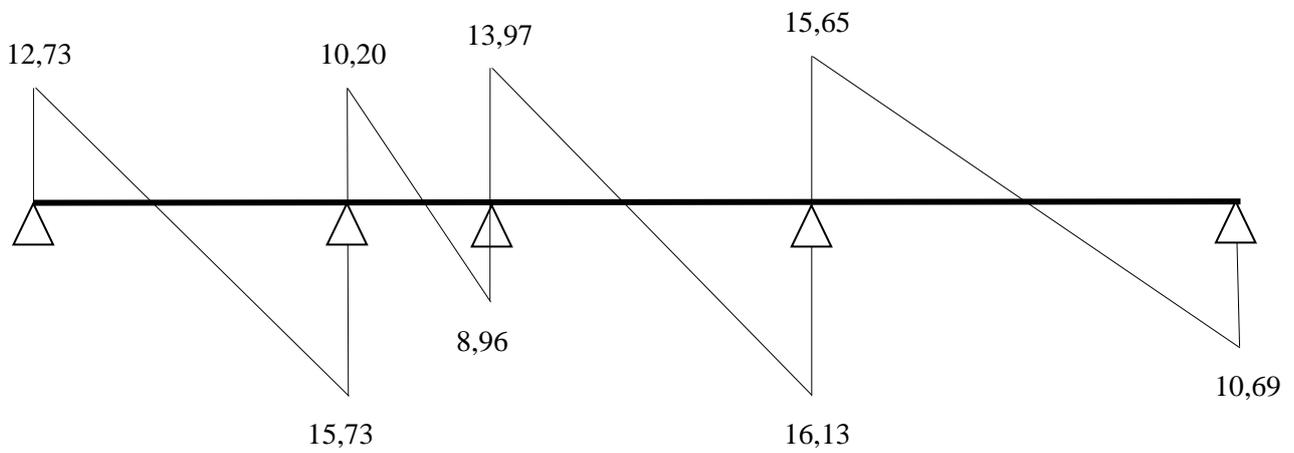
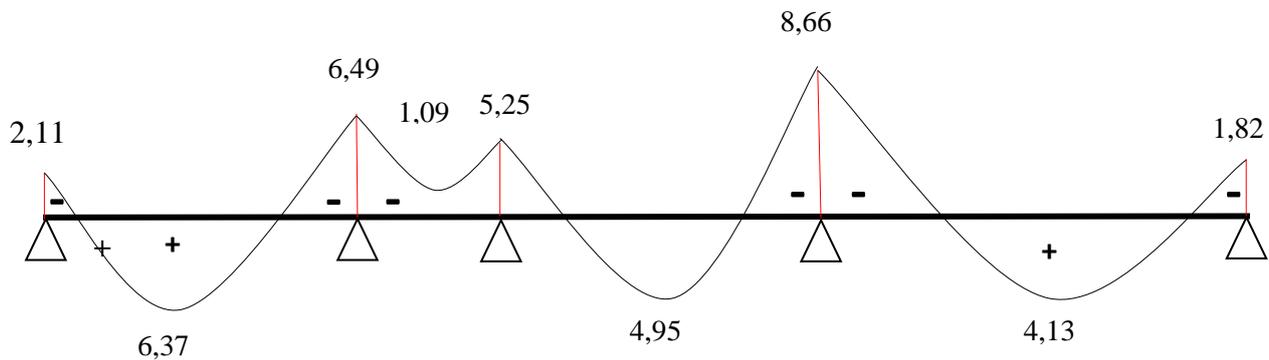


Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.U.R (kN) :



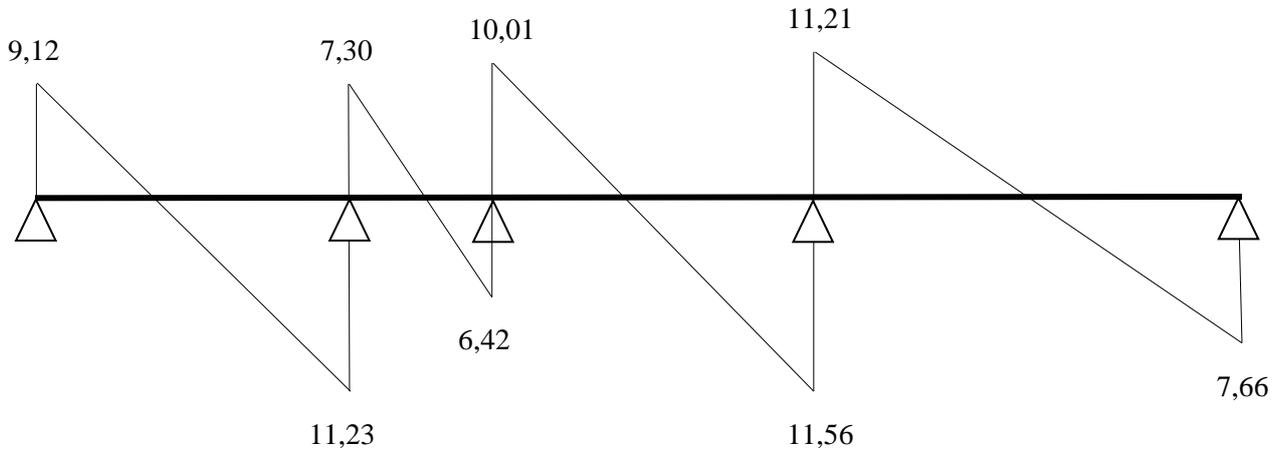
- E.L.S :

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S (kN.m) :



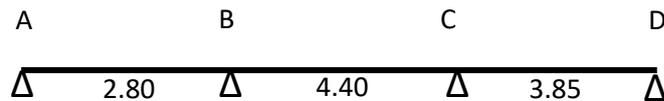
Chapitre IV : Etude des planchers

Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.S (kN) :



Etage courant

➤ Type 4



a-E .L.U.R : $q_u = 5,94 \text{ kN/ml}$

$$M_{0AB} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 5,94 \times \frac{2,80^2}{8} = 5,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 5,94 \times \frac{3,85^2}{8} = 11 \text{ kN.m}$$

-Moments en appuis :

- Appui A :

$$M_A = -0,2M_{0AB} = -1,16 \text{ kN.m}$$

- Appui D :

$$M_D = -0,2M_{0CD} = -2,20 \text{ kN.m}$$

- Appui B :

$$2,80M_A + 2M_B(2,80 + 4,40) + 4,40M_C = -\frac{5,94}{4} \times (2,80^3 + 4,40^3)$$

- Appui C :

Chapitre IV : Etude des planchers

$$4,40M_B + 2M_C(4,40 + 3,85) + 3,85M_D = -\frac{5,94}{4} \times (4,40^3 + 3,85^3)$$

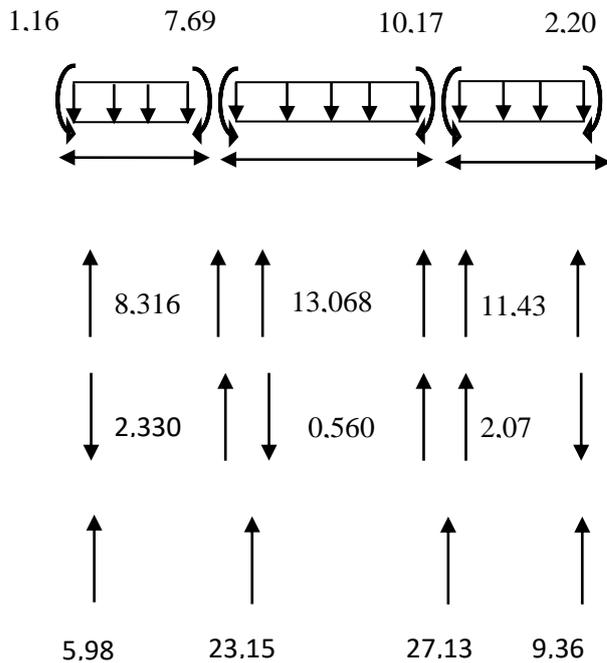
-Les équations obtenues :

$$14,40M_B + 4,40M_C = -155,85$$

$$4,40M_B + 16,50M_C = -202,76$$

$$M_B = -7,69\text{kN.m}$$

$$M_C = -10,17\text{kN.m}$$



Les réactions :

$$R_A = 5,98\text{kN}$$

$$R_B = 23,15\text{kN}$$

$$R_C = 27,13\text{kN}$$

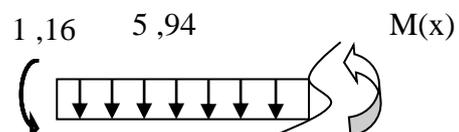
$$R_D = 9,36\text{kN}$$

-Calcul des moments et efforts tranchants :

Travée AB

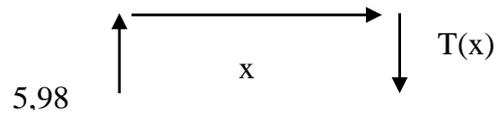
Pour : $0 \leq x \leq 2,80 \text{ m}$

$$T(x) = 5,98 - 5,94 \cdot x$$



Chapitre IV : Etude des planchers

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 5,98 \text{ kN} \\ x = 1,007 \text{ cm} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 2,80 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -10,652 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 5,98 \cdot x - 5,94 \cdot \frac{x^2}{2} - 1,16$$

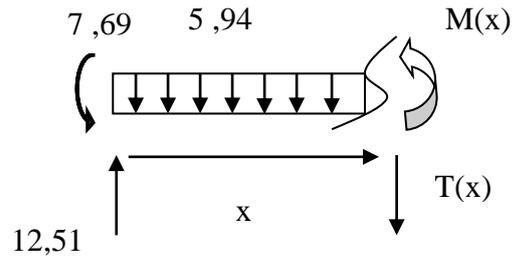
$$\rightarrow M_{\max} = 1,850 \text{ kN.m}$$

Travée BC

Pour : $0 \leq x \leq 4,40 \text{ m}$

$$T(x) = 12,51 - 5,94 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 12,51 \text{ kN} \\ x = 2,10 \text{ cm} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 4,40 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -13,626 \text{ kN} \end{cases}$$



$$M(x) = 12,51 \cdot x - 5,94 \cdot \frac{x^2}{2} - 7,69$$

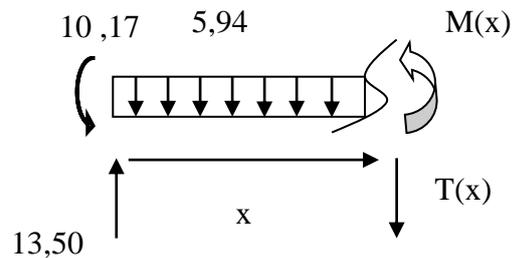
$$\rightarrow M_{\max} = 5,48 \text{ kN.m}$$

Travée CD

Pour : $0 \leq x \leq 3,85 \text{ m}$

$$T(x) = 13,50 - 5,94 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 13,50 \text{ kN} \\ x = 2,27 \text{ cm} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 3,85 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -9,369 \text{ kN} \end{cases}$$



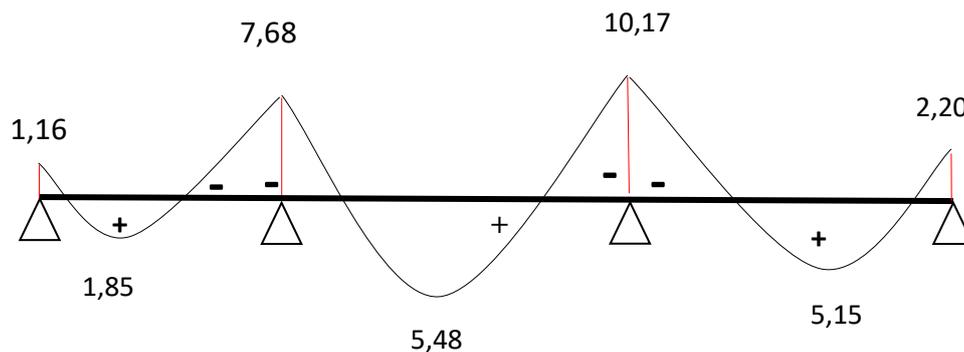
Moment fléchissant :

$$M(x) = 13,50 \cdot x - 5,94 \cdot \frac{x^2}{2} - 10,17$$

$$\rightarrow M_{\max} = 5,15 \text{ kN.m}$$

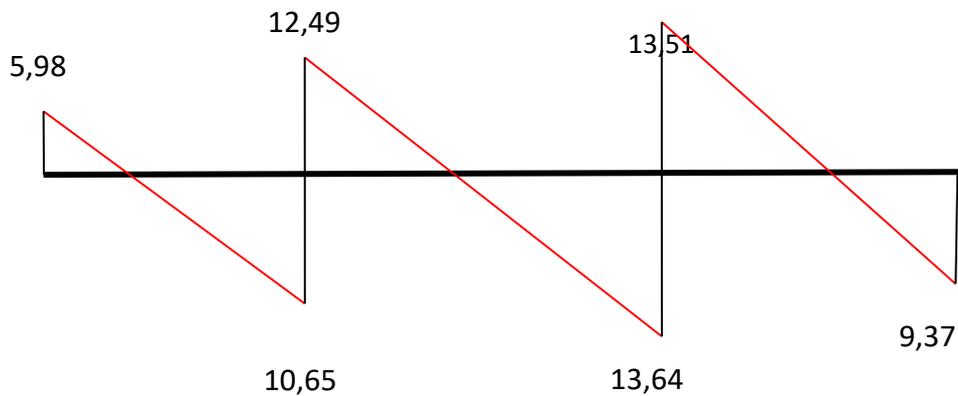
- **E.L.U.R**

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S (kN.m) :



Chapitre IV : Etude des planchers

Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.U.R (kN) :



- E.L.S

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S (kN.m) :

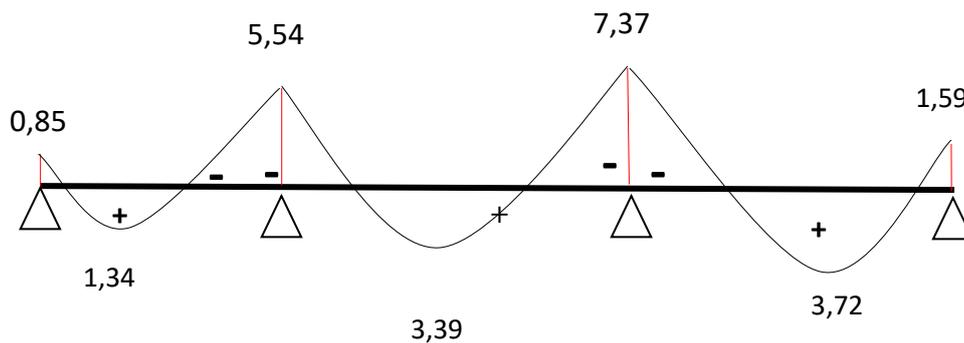
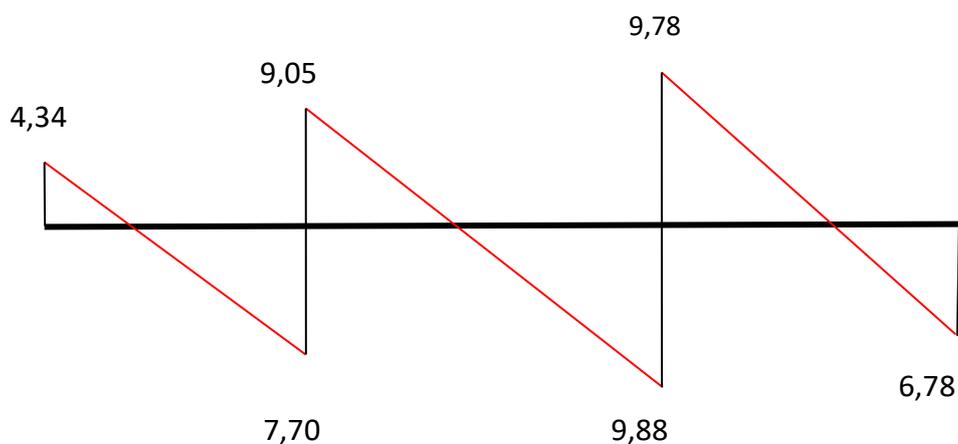


Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.S (kN) :



Chapitre IV : Etude des planchers

Type 3 :

-E.L.U.R

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.U.R (kN.m) :

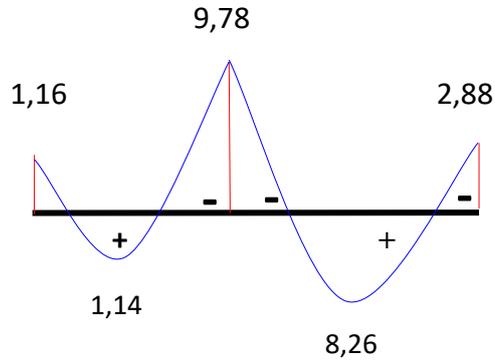
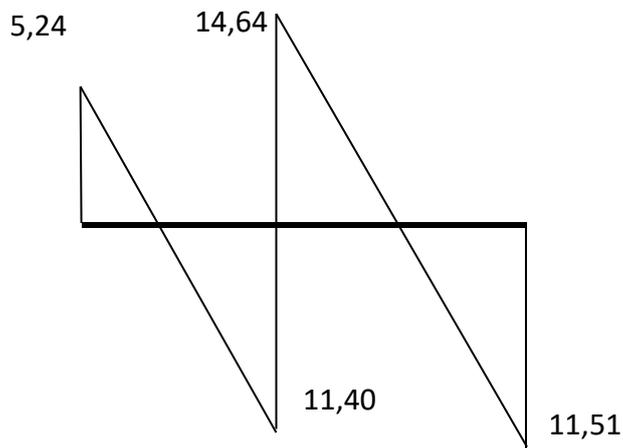
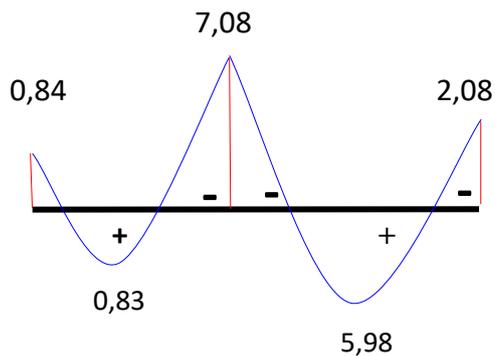


Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.U.R (kN) :



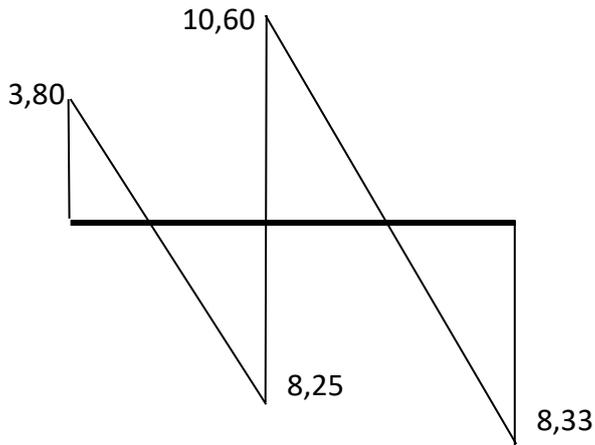
- E.L.S :

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S (kN.m) :



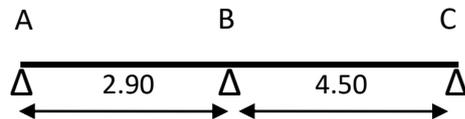
Chapitre IV : Etude des planchers

Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.S (kN) :



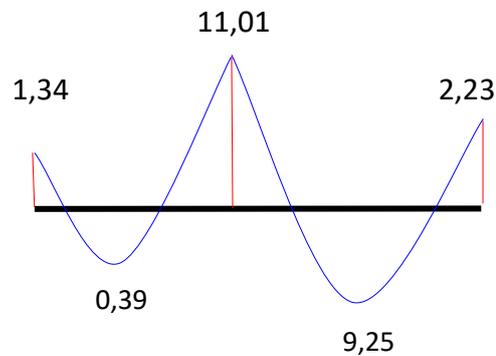
Terrasse :

➤ Type 5



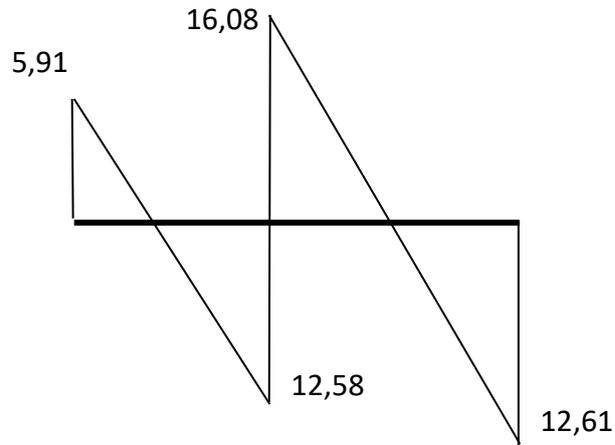
- E.L.U.R :

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.U.R (kN.m) :



Chapitre IV : Etude des planchers

Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.U.R (kN) :



- E.L.S :

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S (kN.m) :

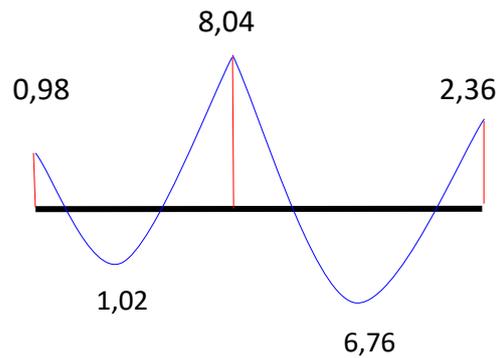
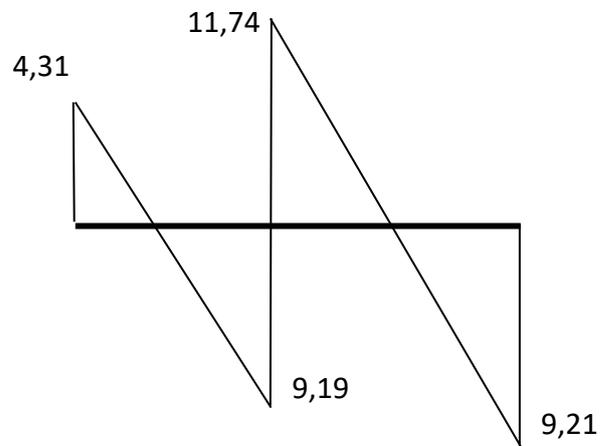
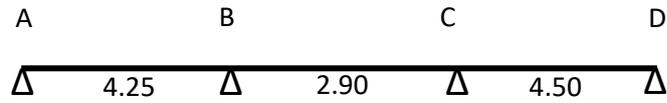


Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.S (kN) :



Chapitre IV : Etude des planchers

➤ Type 6



- E.L.U.R :

Diagramme moment fléchissant :

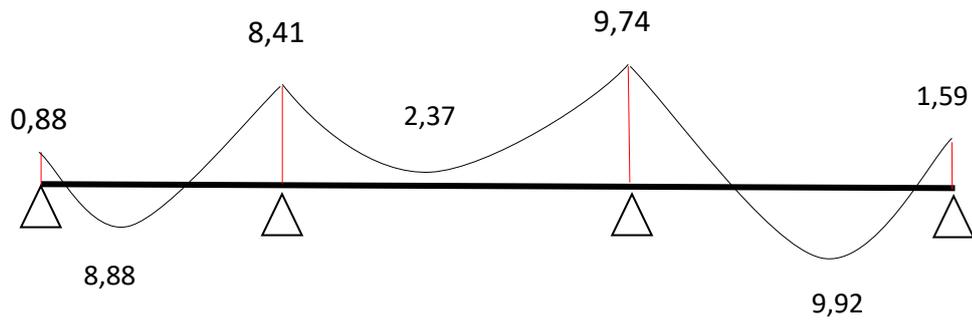
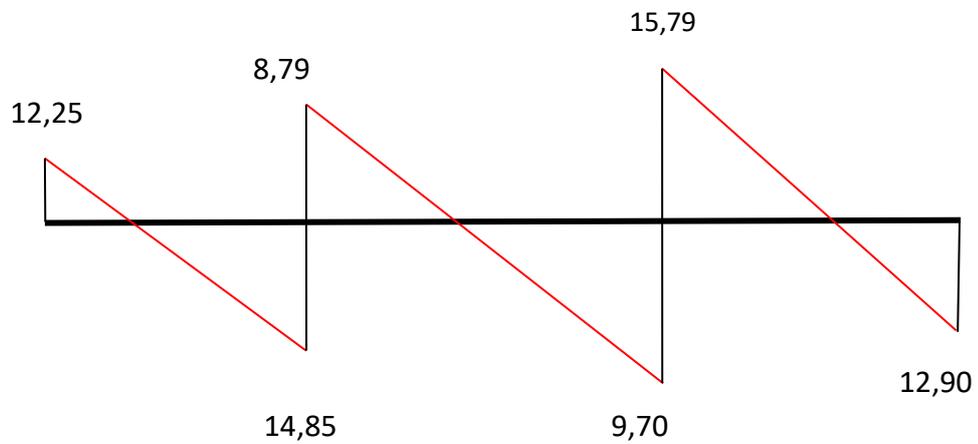


Diagramme des efforts tranchants:



Chapitre IV : Etude des planchers

- E.L.S :

Diagramme des moments fléchissants à L'E.L.S (kN.m) :

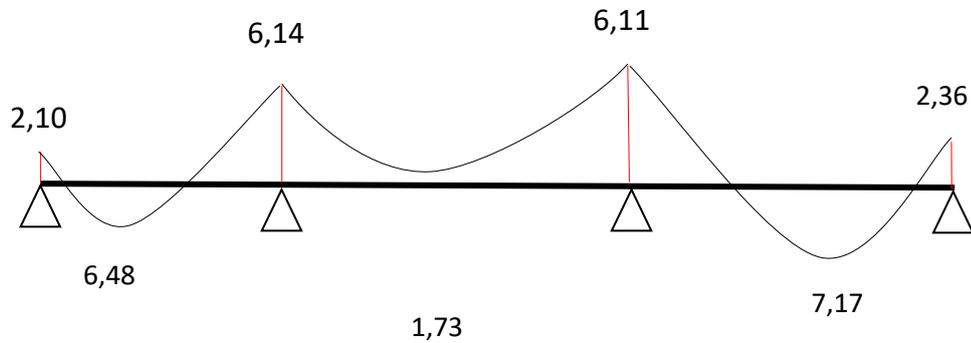
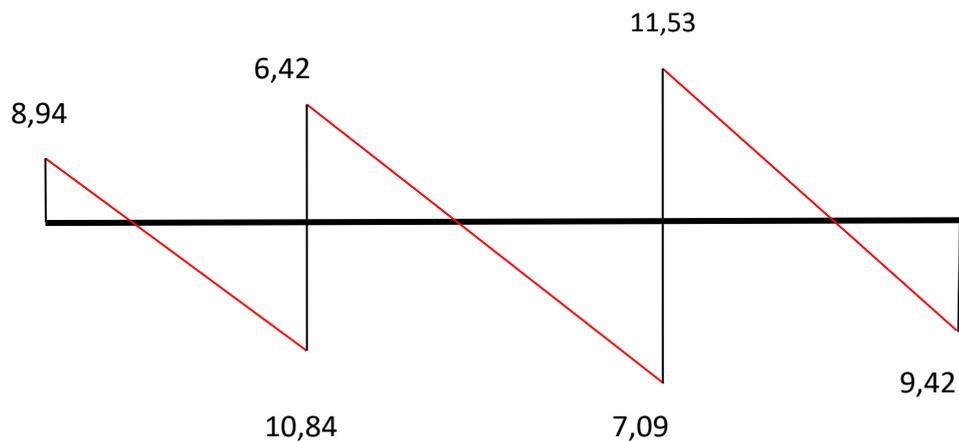


Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.S (kN) :



IV.3. Ferrailage

- **Sous-sol** : On prend la poutrelle de type 1 :

A-En travée :

a.1. E.L.U.R :

$$M_u^t \max = 8,89 \text{ kN.m}$$

-Calcul du moment de la table :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 25 \Rightarrow d = 22,5 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 14,2 \times 60 \times 5 \times \left(22,5 - \frac{5}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 85200 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_u^t \text{max} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (60x25) cm².

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8890}{60 \times 22,5^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,021$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,026) \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8890}{348 \times 0,99 \times 22,5} \Rightarrow A_u^t = 1,15 \text{ cm}^2$$

a.2.E.L.S :

$$M_{ser}^t \text{max} = 6370 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b y_1^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{60 y_1^2}{2} - 15 \times 1,15 \times (22,5 - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = 30 y_1^2 + 17,25 y_1 - 388,125 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3,32 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$\begin{aligned} I_{y_1 y_1'} &= \frac{b y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \\ &= \frac{60 \times 3,32^3}{3} + 15 \times 1,15 \times (22,5 - 3,32)^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow I_{y_1 y_1'} = 7066,25 \text{ cm}^4$$

Donnes

Chapitre IV : Etude des planchers

- **Calcul de K :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1} \gamma_1'} = \frac{6370}{7066,25} \Rightarrow K = 0,901$$

- **Calcul de la σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \gamma_1 = 0,901 \times 3,32 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,991 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'E.L.U.R conviennent.

a.3. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

a.4. Armature finale:

$$A^t = \max (A_u^t ; A_{min}) \Rightarrow A^t = 1,63 \text{ cm}^2$$

a.5. Choix de la section appliquée :

On prend : $A^t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

b. En appui :

b.1. E.L.U.R :

$$M_u^a \max = -12090 \text{ kN.m}$$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (12x25)cm².

$$A_u^a = 1,67 \text{ cm}^2$$

b.2. E.L.S :

$$M_{ser}^a \max = -8660 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Le moment est négatif ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (12x25) cm².

- **Calcul de la σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \gamma_1 = 1,183 \times 7,83 \Rightarrow \sigma_{bc} = 9,267 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'E.L.U.R conviennent.

b.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$$

b.4. Armature finale :

$$A^a = \max (A_u^a ; A_{\min}) \Rightarrow A^a = 1,67 \text{ cm}^2$$

b.5. Choix de la section appliquée :

On prend : $A^a = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Etage courant :** On prend la poutrelle de type 1 :

A-En travée :

a.1. E.L.U.R :

$$M_u^t \max = 8,89 \text{ kN.m}$$

-Calcul du moment de la table :

$$M_{tu} = 85200 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_u^t \max \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (60x25) cm².

$$A_u^t = 0,70 \text{ cm}^2$$

a.2. E.L.S :

$$M_{ser}^t \max = 3720 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

• Calcul de la σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 0,820 \times 2,65 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,991 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'E.L.U.R conviennent.

Chapitre IV : Etude des planchers

a.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

a.4. Armature finale:

$$A^t = \max (A_u^t ; A_{\min}) \Rightarrow A^t = 1,63 \text{ cm}^2$$

a.5. Choix de la section appliquée :

On prend : $A^t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

b. En appui :

b.1. E.L.U.R :

$$M_u^a \max = -10170 \text{ kN.m}$$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(12 \times 25) \text{ cm}^2$.

$$A_u^a = 1,39 \text{ cm}^2$$

b.2. E.L.S :

$$M_{\text{ser}}^a \max = -7370 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Le moment est négatif ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(12 \times 25) \text{ cm}^2$.

- **Calcul de la σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 1,158 \times 7,27 \Rightarrow \sigma_{bc} = 8,418 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

b.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Etude des planchers

b.4. Armature finale :

$$A^a = \max (A_u^a ; A_{\min}) \Rightarrow A^a = 1,39 \text{ cm}^2$$

b.5. Choix de la section appliquée :

On prend : $A^a = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **terrasse** : On prend la poutrelle de type 1 :

A-En travée :

a.1. E.L.U.R :

$$M_u^t \text{max} = 9,920 \text{ kN.m}$$

-Calcul du moment de la table :

$$M_{tu} = 85200 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_u^t \text{max} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(60 \times 25) \text{ cm}^2$.

$$A_u^t = 1,28 \text{ cm}^2$$

a.2. E.L.S :

$$M_{\text{Ser}}^t \text{max} = 7,170 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

• Calcul de la σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 0,919 \times 3,49 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,208 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

a.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

a.4. Armature finale :

$$A^t = \max (A_u^t ; A_{\min}) \Rightarrow A^t = 1,63 \text{ cm}^2$$

a.5. Choix de la section appliquée :

On prend : $A^t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

b. En appui :

Chapitre IV : Etude des planchers

b.1. E.L.U.R :

$$M_u^a \max = -9740 \text{ kN.m}$$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (12x25)cm².

$$A_u^a = 1,32 \text{ cm}^2$$

b.2.E.L.S :

$$M_{\text{Ser}}^a \max = -6140 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Le moment est négatif ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (12x25) cm².

- **Calcul de la σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 1,158 \times 7,27 \Rightarrow \sigma_{bc} = 7,130 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Les armatures calculées à L'E.L.U.R conviennent.

b.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$$

b.4. Armature finale :

$$A^a = \max (A_u^a ; A_{\min}) \Rightarrow A^a = 1,32 \text{ cm}^2$$

b.5. Choix de la section appliquée :

On prend : $A^a = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

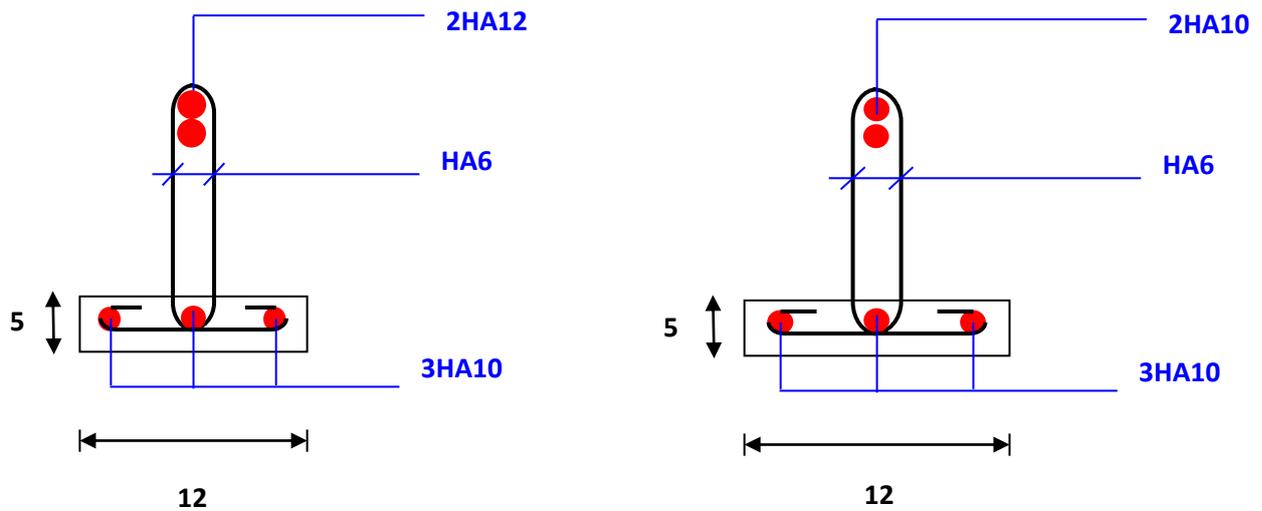
Chapitre IV : Etude des planchers

TABLEAU DE FERRAILLAGE :

| Plancher de | | Armatures choisies | | |
|------------------|--------|-----------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| | | A_u (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A (cm ²) |
| Terrasse | Appuis | 1,32 | 0,33 | 2T10= 1,57 |
| | Travée | 1,28 | 1,63 | 3T10 = 2,36 |
| Etage courant | Appuis | 1,39 | 0,33 | 2T10 =1,57 |
| | Travée | 0,70 | 1 ,63 | 3T10 =2,36 |
| Sous-sol | Appuis | 1,67 | 0,33 | 2T12 = 2,26 |
| | Travée | 1,15 | 1,63 | 3T10 = 2,36 |

Tableau. IV.4. Ferrailage finale.

Chapitre IV : Etude des planchers



| | |
|----------|----------|
| Sous-sol | Terrasse |
|----------|----------|

Fig. IV.2. Schéma ferrailage :

IV.4. Calcul de l'effort tranchant :

a. Vérification des armatures transversales :

Pour vérifier si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{-Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = V_{\max} = 16130\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16130}{12 \times 22,5 \times 10^2} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,57 < 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

b. Les armatures transversales :

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{Lmax}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(12; \frac{250}{35}; \frac{120}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(12; 7,14; 12)$$

$$\phi_t \leq 7,14 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de l'espacement St :

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$St_1 \leq \min(20,25; 40\text{cm})$$

$$St_1 \leq 20,25\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{St} \geq 0,02 \quad \text{On impose } A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$St_2 \leq \frac{0,57}{0,02} = 28,5\text{cm}$$

$$St \leq \min(St_1 ; St_2) \Rightarrow St \leq 20,25\text{cm}$$

$$\text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

c. Vérification des armatures aux voisinages des appuis :

c.1.Appui intermédiaire :

c.1.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$M_u = -12090\text{kN.m} \quad \text{et} \quad V_u = 16130\text{kN}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \text{ pour un appui ou } M \neq 0$$

$$16130 - \frac{12090}{0,9 \times 22,5 \times 10^{-2}} = -48531,8 \text{ kN} < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire concernant les armatures longitudinales.

c.1.2. Vérification de la compression du béton :

$$V_{u_{\max}} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(\lambda; 0,9d)$$

$$\text{Avec : } \lambda = L_a - 2 - c$$

$$C = \max \begin{cases} C1 \left\{ \begin{array}{l} \phi \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right. \\ C2 = 1 \text{ cm fissuration peu nuisible} \\ Cg = 2,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$\lambda = 35 - 2 - 2,5 = 30,5 \text{ cm}$$

$$0,9d = 20,25 \text{ cm}$$

$$a = \min(30,5; 20,25)$$

$$a = 20,25 \text{ cm}$$

$$V_{u_{\max}} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 12 \times 20,25 \times 10^2 \Rightarrow V_{u_{\max}} = 16130 \text{ kN} \leq 162000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

d.2. Appui de rive :

d.2 .1. Vérification des armatures longitudinales :

$$M_u = -2950 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad V_u = 12370 \text{ kN}$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \text{ pour un appui ou } M \neq 0$$

$$12370 - \frac{2950}{0,9 \times 22,5 \times 10^{-2}} = -2197,90 \text{ N} < 0$$

⇒ Aucune vérification n'est nécessaire.

e.2.2. Vérification de la compression du béton :

$$V_{u_{\max}} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$V_{u_{\max}} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 12 \times 20,25 \times 10^2 \Rightarrow V_{u_{\max}} = 12110 \text{ kN} \leq 162000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

e.2.3. Vérification de la contrainte moyenne de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc}^m \leq 1,3 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $\sigma_{bc}^m = \frac{\text{La réaction de l'appui ultime}}{\text{aire de l'appui}}$

σ_{bc}^m : La contrainte moyenne de compression du béton.

$$\sigma_{bc}^m = \frac{30340}{60 \times 35 \times 100} \Rightarrow \sigma_{bc}^m = 0,144 \text{ MPa}$$

$$1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{25}{1,5} \times 1,3 = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^m = 0,144 \text{ MPa} \leq 21,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

f. Calcul d'ancrage des armatures :

f.1. Ancrage droit:

- **Longueur de scellement droit :**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur de scellement droite (L_s)

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right)$$

avec:

τ_{su} : contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : coefficient de scellement des barres égale à 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1,2}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2,84}\right) = 42,25 \text{ cm}$$

$L_s = 42,25 \text{ cm} > L_a = 35 \text{ cm}$ (la largeur de la poutre).

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

f.2. Ancrage courbe : un crochet à 45°

Pour que cet ancrage soit assuré, on doit avoir :

$$L_1 + 2,56 \times L_3 \geq L_s - 3,92 \times r$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$r \geq 5\phi$ Pour les aciers H. A.

$$r \geq 5 \times 1,2$$

Soit $r = 6 \text{ cm}$

$$L_3 = 6 \times \phi_{12} = 6 \times 1,2 = 7,2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } L_1 \geq 42,25 - (2,56 \times 7,2) - (3,92 \times 6) \Rightarrow L_1 \geq 0,298 \text{ cm}$$

Pour que l'ancrage soit assuré il faut vérifier la condition suivante :

$$\text{On a : } \begin{cases} L = L_1 + r + \frac{\phi}{2} \Rightarrow L = 0,298 + 6 + \frac{1,2}{2} = 6,9 \text{ cm} \\ L_{\text{réel}} = L_a - c \Rightarrow L_{\text{réel}} = 35 - 3 = 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$L_{\text{réel}} > L \Rightarrow 27 \text{ cm} > 6,9 \text{ cm}$ condition vérifiée.

\Rightarrow On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

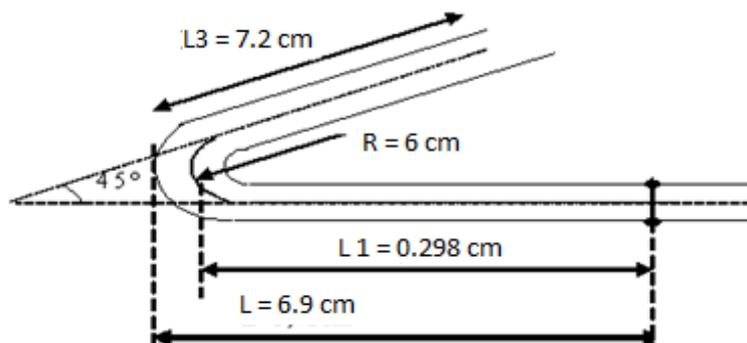


Fig. IV.3. Crochet à 45° .

IV.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le B.A.E.L l'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudé) dont les dimensions des mailles kN doivent pas dépasser :

$\Rightarrow 20 \text{ cm}$ (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

$\Rightarrow 33 \text{ cm}$ (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Lorsque $L_1 \leq 50 \text{ cm}$ on a : $A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$ et $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ en cm^2/ml .

Lorsque $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$ on a : $A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_1}{f_e}$ et $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ en cm^2/ml .

Avec :

A_{\perp} : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.

Chapitre IV : Etude des planchers

$A_{//}$: La section des armatures parallèles aux nervures.

L_1 : La distance entre axes des nervures.

f_e : La limite élastique (treillis soudé $\phi \leq 6$ mm).

On a :

$$50 \text{ cm} < L_1 = 60 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

- **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_1}{f_e} = 4 \times \frac{60}{235} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux nervures:**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{//} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudé $\Phi 6$ dont les dimensions des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.

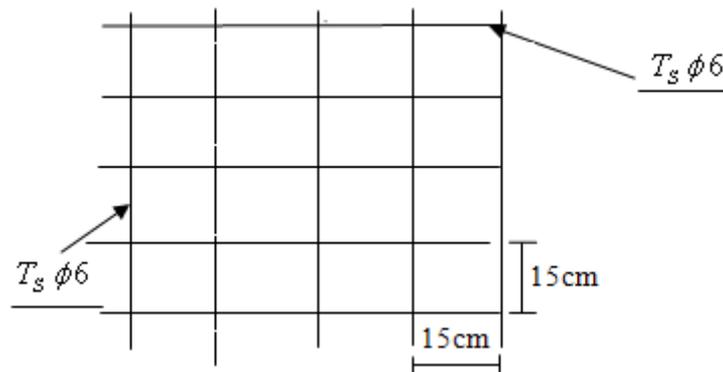


Fig. IV.4. Ferrailage de la dalle de compression.

IV.6. Vérification de la flèche : Selon B.E.A.L91 la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Chapitre IV : Etude des planchers

$$\frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : Portée de la poutre.

M_t : Moment en travée maximal.

M_0 : Moment isostatique.

A : Section des armatures tendues en travée.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section.

f_e : Limite élastique de l'acier utilisé en MPa.

$$\frac{ht}{L_x} = \frac{25}{542,5} \Rightarrow 0,046 < 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 22,5} = 0,0087 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots C.V$$

Les deux Conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre V :

Etude dynamique et sismique

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. Modélisation mathématique.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.4. Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

a) Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI*, etc.). De plus, pour la spécificité du calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau, etc.).

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

b) Modélisation des éléments structuraux.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ❹ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

c) Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

V.5. Calcul dynamique du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.5.1. Méthode modale spectrale.

a) Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

b) Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une la structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure a un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecte (vue en plan) déférente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution

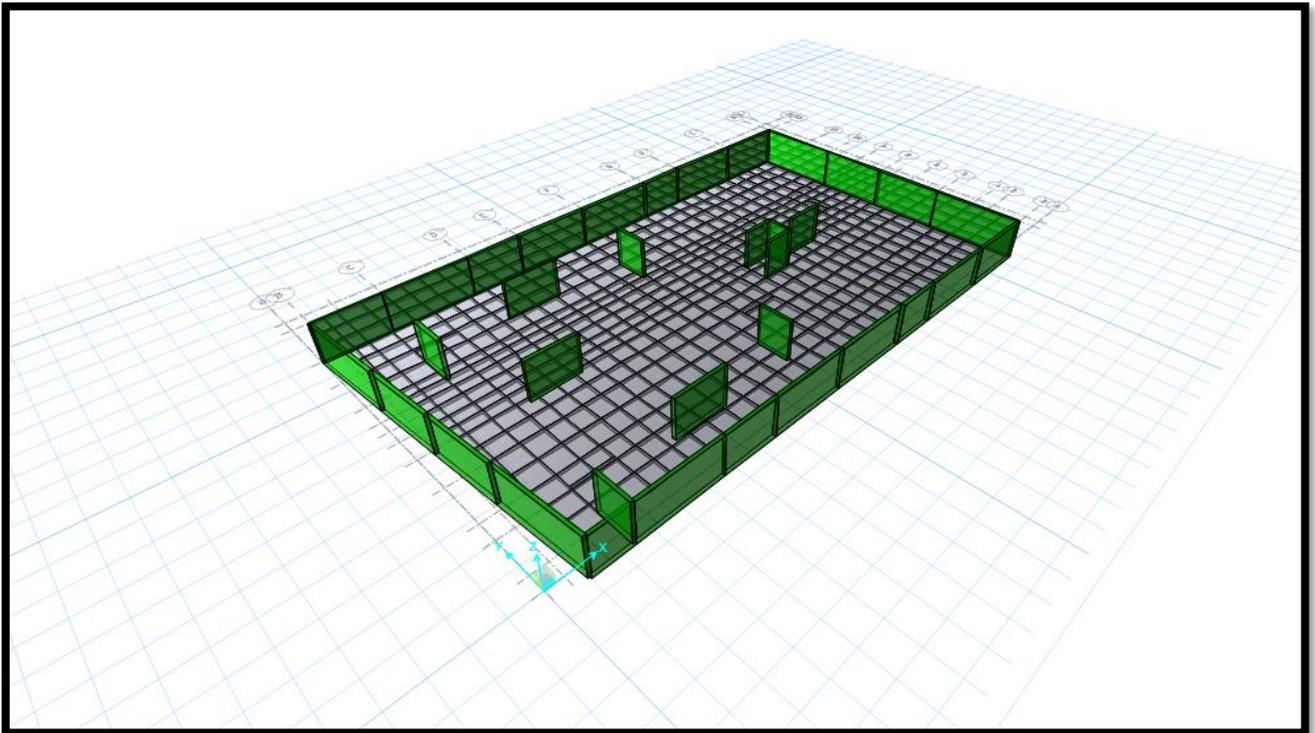


Fig. V.1. Disposition N=1 des voiles.

b.1 Caractéristiques géométriques des voiles.

Les voiles doivent respecter un certain nombre de dispositions constructives imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003). Le choix de la géométrie des voiles est décrit dans le chapitre II.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

b.2 Caractéristiques géométriques et massique d la structure.

b.2.1 Détermination des masses et centres de masse par étages.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur),

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

❖ Caractéristiques massique:

| Story | $W_{\text{étage}}$ (kN) | X_G (m) | Y_G (m) | X_{CR} | Y_{CR} | e_x | e_y |
|--------------|-------------------------|-----------|-----------|----------|----------|-------|--------|
| E10 | 418.0547 | 17.837 | 9.878 | 16.942 | 9.97 | 0.895 | -0.092 |
| E9 | 419.2333 | 17.694 | 9.888 | 16.75 | 10.044 | 0.944 | -0.156 |
| E8 | 417.7763 | 17.671 | 9.886 | 16.587 | 10.099 | 1.084 | -0.213 |
| E7 | 417.7763 | 17.671 | 9.886 | 16.455 | 10.142 | 1.216 | -0.256 |
| E6 | 438.787 | 16.917 | 9.946 | 16.348 | 10.187 | 0.569 | -0.241 |
| E5 | 441.2865 | 16.83 | 9.944 | 16.293 | 10.226 | 0.537 | -0.282 |
| E4 | 441.2865 | 16.83 | 9.944 | 16.279 | 10.272 | 0.551 | -0.328 |
| E3 | 452.4454 | 16.833 | 9.941 | 16.242 | 10.321 | 0.591 | -0.38 |
| E2 | 465.661 | 16.835 | 9.938 | 16.041 | 10.388 | 0.794 | -0.45 |
| E1 | 462.6876 | 16.935 | 9.6 | 15.705 | 10.472 | 1.23 | -0.872 |
| Somme | 5826.5029 | | | | | | |

Tableau.V.1. Caractéristiques massique.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivant x

e_y : excentricité théorique suivant y

❖ Résultats de l'analyse dynamique par ETABS.

Le tableau 5. 2 ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

| | | Facteurs de Participation Massique (en%) | | | | | |
|------|----------|--|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| MODE | Période | U _x | U _y | U _z | ΣU _x | ΣU _y | ΣU _z |
| 1 | 1.228668 | 9.3396 | 43.9238 | 0 | 9.3396 | 43.9238 | 0 |
| 2 | 1.109814 | 53.6522 | 8.847 | 0 | 62.9918 | 52.7708 | 0 |
| 3 | 0.938943 | 0.175 | 12.4229 | 0 | 63.1668 | 65.1937 | 0 |
| 4 | 0.348153 | 0.4455 | 10.4781 | 0 | 63.6123 | 75.6718 | 0 |
| 5 | 0.333842 | 1.0678 | 3.2049 | 0 | 64.68 | 78.8767 | 0 |
| 6 | 0.317337 | 12.7336 | 0.0053 | 0 | 77.4136 | 78.882 | 0 |
| 7 | 0.192269 | 0.0646 | 2.7548 | 0 | 77.4783 | 81.6367 | 0 |
| 8 | 0.170941 | 0.8417 | 2.1913 | 0 | 78.3199 | 83.8281 | 0 |
| 9 | 0.165543 | 3.5731 | 0.2746 | 0 | 81.893 | 84.1026 | 0 |
| 10 | 0.144713 | 0.864 | 0.1695 | 0 | 82.757 | 84.2721 | 0 |
| 11 | 0.143509 | 0.5572 | 0.3621 | 0 | 83.3143 | 84.6342 | 0 |
| 12 | 0.129098 | 0.05 | 0.4677 | 0 | 83.3643 | 85.1019 | 0 |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| 30 | 0.038736 | 0 | 1.0388 | 0 | 88.5987 | 92.2994 | 0 |

Tableau. V.2. Période et facteur de participation massique du modèle

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

b.2.3 Constatation

1°/ Ce modèle présente les facteurs de participation massique de chaque modèle, les participations massique de mode fondamentale $U_Y = 43.9238\%$

2°/ On doit retenir les 30 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

b.2.4 interprétation

1°/, la participation massique de mode fondamentale $U_Y = 43.9238\% \leq 60\%$

Remarque :

En remarque qu'il faut augmenter la participation massique de mode fondamentale par l'addition des voiles avec prise en compte les conditions (RPA -article 3.4.A.4)

C. La nouvelle disposition des voiles :

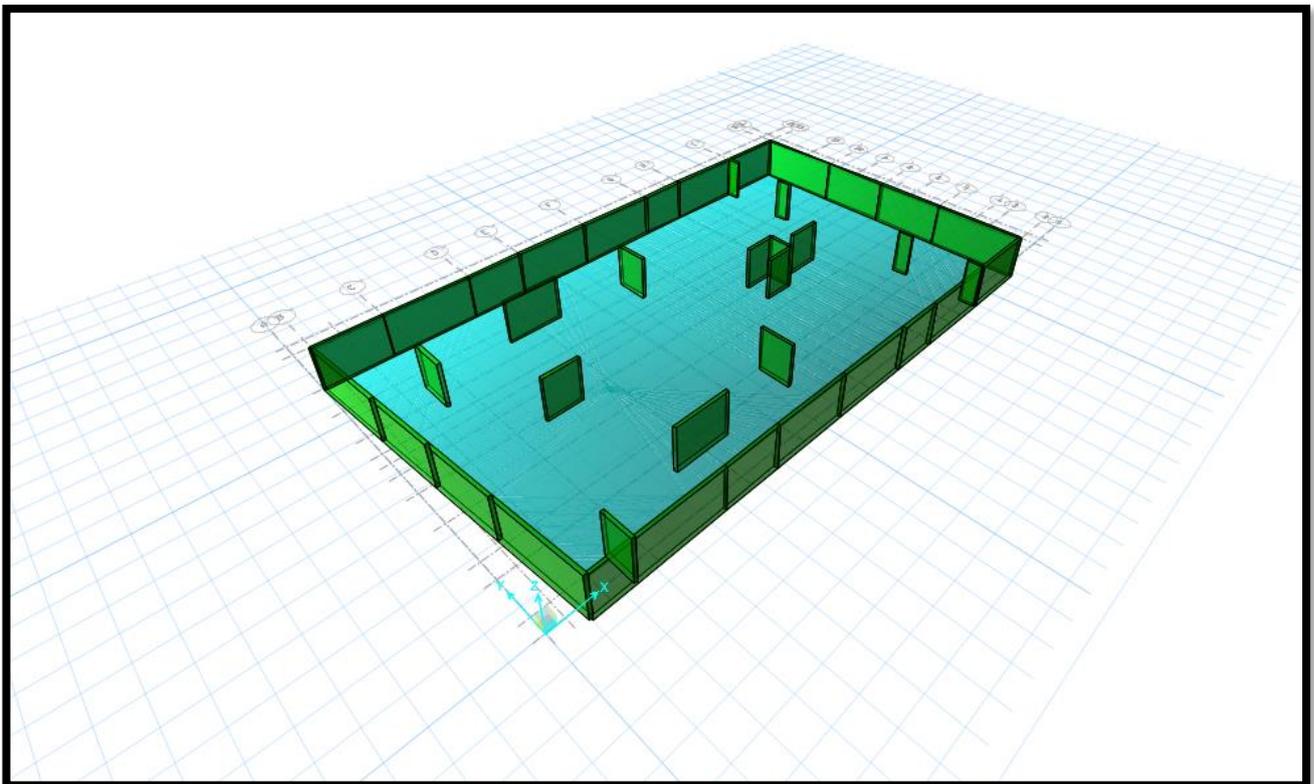


Fig. V.2. Disposition N=2 des voiles.

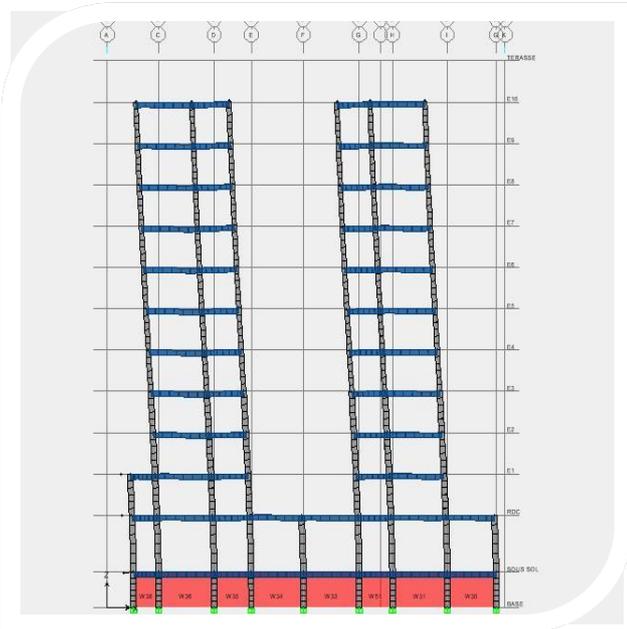
Chapitre V : Etude dynamique et sismique

| Niveau | Position du centre de masse | | Position du centre de Torsion | | Excentré cite | |
|----------|-----------------------------|----------|-------------------------------|----------|---------------|--------|
| | $X_G(m)$ | $Y_G(m)$ | X_{CR} | Y_{CR} | e_x | e_y |
| E10 | 17,902 | 9,853 | 18,414 | 10,013 | -0,512 | -0,16 |
| E9 | 17,853 | 9,845 | 18,229 | 10,04 | -0,376 | -0,195 |
| E8 | 17,853 | 9,845 | 18,081 | 10,08 | -0,228 | -0,235 |
| E7 | 17,853 | 9,845 | 17,95 | 10,119 | -0,097 | -0,274 |
| E6 | 17,102 | 9,908 | 17,838 | 10,154 | -0,736 | -0,246 |
| E5 | 17,002 | 9,907 | 17,774 | 10,199 | -0,772 | -0,292 |
| E4 | 17,002 | 9,907 | 17,733 | 10,256 | -0,731 | -0,349 |
| E3 | 17 | 9,904 | 17,684 | 10,327 | -0,684 | -0,423 |
| E2 | 16,997 | 9,901 | 17,59 | 10,414 | -0,593 | -0,513 |
| E1 | 17,162 | 9,578 | 17,39 | 10,472 | -0,228 | -0,894 |
| RDC | 17,948 | 10,508 | 17,091 | 10,369 | 0,857 | 0,139 |
| SOUS SOL | 18,303 | 10,315 | 14,886 | 8,281 | 3,417 | 2,034 |

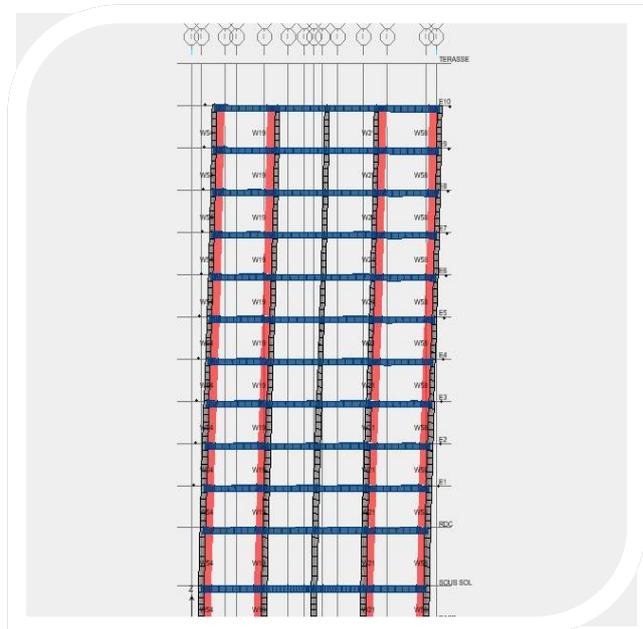
Tableau.V.3. Caractéristiques géométrique.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Après analyser par ETABS, en obtint les résultats présenté dans le **Tableau. V.4.**



Mode N= 1



Mode N= 2



Mode N= 3

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

| MODE | Période | Facteurs de Participation Massique (en%) | | | | | |
|------|----------|--|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | U _x | U _y | U _z | ΣU _x | ΣU _y | ΣU _z |
| 1 | 1.017409 | 62.7596 | 0.4912 | 0 | 62.7596 | 0.4912 | 0 |
| 2 | 0.995655 | 0.3158 | 60.7812 | 0 | 63.0754 | 61.2724 | 0 |
| 3 | 0.973519 | 0.359 | 4.279 | 0 | 63.4343 | 65.5515 | 0 |
| 4 | 0.345365 | 0.561 | 8.5 | 0 | 63.9953 | 74.0514 | 0 |
| 5 | 0.329412 | 11.6606 | 1.9455 | 0 | 75.6559 | 75.9969 | 0 |
| 6 | 0.310145 | 2.0228 | 3.3285 | 0 | 77.6787 | 79.3254 | 0 |
| 7 | 0.177406 | 0.0915 | 4.3269 | 0 | 77.7702 | 83.6523 | 0 |
| 8 | 0.17012 | 1.1269 | 1.067 | 0 | 78.8972 | 84.7192 | 0 |
| 9 | 0.159218 | 3.7152 | 0.053 | 0 | 82.6124 | 84.7722 | 0 |
| 10 | 0.139413 | 1.6441 | 0.0013 | 0 | 84.2564 | 84.7735 | 0 |
| 11 | 0.134842 | 0.0052 | 0.8038 | 0 | 84.2617 | 85.5774 | 0 |
| 12 | 0.126909 | 0.3357 | 0.0023 | 0 | 84.5974 | 85.5797 | 0 |
| 13 | 0.108495 | 0.0683 | 0.0849 | 0 | 84.6656 | 85.6646 | 0 |
| 14 | 0.106917 | 0 | 2.8891 | 0 | 84.6657 | 88.5536 | 0 |
| 15 | 0.094067 | 3.3814 | 0.0024 | 0 | 88.047 | 88.556 | 0 |
| 16 | 0.078512 | 0.019 | 0.0945 | 0 | 88.066 | 88.6505 | 0 |
| 17 | 0.076724 | 0.0104 | 1.8599 | 0 | 88.0764 | 90.5104 | 0 |
| 18 | 0.06808 | 1.9493 | 0.0058 | 0 | 90.0257 | 90.5162 | 0 |
| 19 | 1.107409 | 62.7596 | 0.4912 | 0 | 62.7596 | 0.4912 | 0 |
| 20 | 1.045655 | 0.3158 | 60.7812 | 0 | 63.0754 | 61.2724 | 0 |
| 21 | 0.973519 | 0.359 | 4.279 | 0 | 63.4343 | 65.5515 | 0 |

Tableau. V.4. Résultat de l'analyse dynamique par logicielle (ETABS).

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

C.1. Remarques

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1,022517$

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 21 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

V.5.2 Vérifications réglementaires.

V.5.2.1. La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

V.5.3 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

a. Domaine d'application de la méthode statique équivalente.

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

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

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

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

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

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

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

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

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

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIA et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux au 17m alors la méthode ne pas applicable.

c. Calcule de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :
$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

Avec :

P_q: la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

P₁: condition minimale de files porteuses.

P₂: surabondance en plan.

P₃: régularité en plan.

P₄: régularité en élévation.

P₅: control des qualités des matériaux.

P₆: control de la qualité de la construction.

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

| | ZONE | ZONE | ZONE | ZONE |
|--------|------|-----------------|-----------------|------|
| Groupe | I | II _a | II _b | III |
| 1A | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 1B | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 2 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |
| 3 | 0,07 | 0,10 | 0,14 | 0,18 |

Tableau. V.5. Coefficients d'accélération de zone A.

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIA donc :

$$A = 0,15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . ce coefficient est donné par :

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

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_2) = 0,5 \text{ sec}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

- ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

| Remplissage | Portique | | Voile ou murs |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
| | Béton Armé | Acier | Béton Armé / Maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau. V.6. Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 7\%$.

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$

d. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

On donc :

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens transversal X.X :**

$H_N = 42,39$ m

$d = 33,5$ m

Alors : $T = \min(0,83s, 0,659s)$

Donc $T = 0,659s$

$T_2 \leq T \leq 3s$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

Donc : $D = 1,46$

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- Pour le sens longitudinal

$$H_N = 42.39\text{m}$$

$$d = 21.1\text{m}$$

$$T = \min(0,83 \text{ s}, 0,831\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,83\text{s}$$

$$T = 0.83\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D} = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\mathbf{D} = 1,25$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :

$$\mathbf{R} = 5$$

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \Sigma P_a \quad Q = 1,25 \text{ « pour les deux sens »}$$

W : poids de la structure

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

Poids total: $W_T = 6295.119$

d.1 Résumé des résultats.

| Paramètres | Résultats |
|----------------------|------------|
| A | 0,15 |
| D_{tr} , D_{lon} | 1,46. 1,25 |
| Q | 1,25 |
| R | 5 |
| W | 6295.119 |

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0.15 \times 1,46 \times 1,25 \times 6295.119)}{5} = 344,66t$$

$$\Rightarrow V_L = \frac{(0.15 \times 1,25 \times 1,25 \times 6295.119)}{5} = 295,08t$$

$$V_{Ex} \text{ (Dynamique)} = 287,97 > 0.8 V_{St} = 275.73 \text{ CV}$$

$$V_{Ey} \text{ (dynamique)} = 294.33 > 0.8 V_{St} = 236.07 \quad \text{CV}$$

V.6. Vérification de période :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale $T_{dyn,x} = 1.017 \text{ sec}$

$$T_{dyn,y} = 0.995 \text{ sec}$$

Nous avons:

$$1.3 \times T_x = 1.079 > T_{dyn,x} = 1.0117 \text{ sec}$$

$$1.3 \times T_y = 1.079 > T_{dyn,y} = 0.995 \text{ sec}$$

⇒ Condition vérifiée

V.7. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20 % de la charge verticale. Cette vérification est résumée dans le tableau suivant.

| Elément | Effort tranchant repris (kN) | Effort verticale reprise (kN) | % Effort tranchant repris (kN) | % Effort verticale repris (kN) |
|----------------------------|------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Poteaux | 1050,50 | 18924.96 | 5,28 | 71,55 |
| Voiles | 18815.26 | 7526.84 | 94,71 | 28,45 |
| Effort verticale totale | 26451.80 | | | |
| Effort tranchant a la base | 19856,76 | | | |

Tableau.V.7.Vérification de la répartition des efforts dans la structure.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.8. Les déplacements latéraux enter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ Et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{représente la hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

V.8.1 Les déplacements résultantes de la combinaison des charges G+Q+E

On a : $R=5$

Après analyse des résultats on obtient les tableaux ci-dessous

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- Déplacement des nœuds selon X :

| Niveau | 1% he (cm) | δ_{eK} (cm) | $R.\delta_{eK}$ (cm) | Δ_K (cm) | $\Delta_K \leq 0,01.he$ |
|-----------------|------------|--------------------|----------------------|-----------------|-------------------------|
| E10 | 3.2 | 2.81 | 14.05 | - | C.V |
| E9 | 3.2 | 2.6 | 13 | 1.05 | C.V |
| E8 | 3.2 | 2.36 | 11.8 | 1.2 | C.V |
| E7 | 3.2 | 2.11 | 10.55 | 1.25 | C.V |
| E6 | 3.2 | 1.84 | 9.2 | 1.35 | C.V |
| E5 | 3.2 | 1.55 | 7.75 | 1.45 | C.V |
| E4 | 3.2 | 1.26 | 6.3 | 1.45 | C.V |
| E3 | 3.2 | 0.97 | 4.85 | 1.45 | C.V |
| E2 | 3.2 | 0.69 | 3.45 | 1.4 | C.V |
| E1 | 3.2 | 0.44 | 2.2 | 1.25 | C.V |
| RDC | 4.42 | 0.22 | 1.1 | 1.1 | C.V |
| Sous-sol | 2.72 | 0.02 | 0.1 | 1 | C.V |

Tableau. V.8. Vérification des déplacements inter étage selon X.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- Déplacement des nœuds selon Y :

| Niveau | 1% he (cm) | δ_{eK} (cm) | $R.\delta_{eK}$ (cm) | Δ_K (cm) | $\Delta_K \leq 0,01.he$ |
|-----------------|------------|--------------------|----------------------|-----------------|-------------------------|
| E10 | 3.2 | 2.53 | 12.65 | - | - |
| E9 | 3.2 | 2.37 | 11.85 | 0.8 | C.V |
| E8 | 3.2 | 2.19 | 10.95 | 0.9 | C.V |
| E7 | 3.2 | 1.98 | 9.9 | 1.05 | C.V |
| E6 | 3.2 | 1.75 | 8.75 | 1.15 | C.V |
| E5 | 3.2 | 1.5 | 7.5 | 1.25 | C.V |
| E4 | 3.2 | 1.23 | 6.15 | 1.35 | C.V |
| E3 | 3.2 | 0.96 | 4.8 | 1.35 | C.V |
| E2 | 3.2 | 0.71 | 3.55 | 1.25 | C.V |
| E1 | 3.2 | 0.46 | 2.3 | 1.25 | C.V |
| RDC | 3.2 | 0.24 | 1.2 | 1.1 | C.V |
| Sous-sol | 3.2 | 0.03 | 0.15 | 1.05 | C.V |

Tableau. V.9.Vérification des déplacements inter étage selon Y.

V.8.2. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k », (V_k)

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- Sens longitudinal

| Niveau | Wi (kN) | P _k | Δ _k (m) | V _k (kN) | h _k (m) | θ |
|-----------------|----------|----------------|--------------------|---------------------|--------------------|-------------|
| E10 | 431.3745 | 431.3745 | - | 114,52 | 3.2 | - |
| E9 | 429.1268 | 860.5013 | 0.0105 | 647,03 | 3.2 | 0,004363816 |
| E8 | 429.1268 | 1289.6282 | 0.012 | 1042,39 | 3.2 | 0,00463944 |
| E7 | 429.1268 | 1718.755 | 0.0125 | 1342,18 | 3.2 | 0,005002225 |
| E6 | 448.6392 | 2167.3942 | 0.0135 | 1585,69 | 3.2 | 0,005766382 |
| E5 | 451.1387 | 2618.533 | 0.0145 | 1795,12 | 3.2 | 0,006609713 |
| E4 | 451.1387 | 3069.6717 | 0.0145 | 1986,63 | 3.2 | 0,00700153 |
| E3 | 462.2976 | 3531.9694 | 0.0145 | 2167,64 | 3.2 | 0,007383254 |
| E2 | 475.5131 | 4007.4825 | 0.014 | 2346,61 | 3.2 | 0,007471517 |
| E1 | 474.9509 | 4482.4334 | 0.0125 | 2512,7 | 3.2 | 0,006968403 |
| RDC | 720.7599 | 5203.1933 | 0.011 | 2643,58 | 4.42 | 0,004898329 |
| Sous-sol | 777.3011 | 5980.4943 | 0.0105 | 2800,55 | 2.72 | 0,007850998 |

Tableau. V.10. Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversale.

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

- Sens transversale

| Niveau | Wi (kN) | P _k | Δ _k (m) | V _k (kN) | hi (m) | θ |
|----------|----------|----------------|--------------------|---------------------|--------|-------------|
| E10 | 431.3745 | 431.3745 | - | 102,27 | 3.2 | - |
| E9 | 429.1268 | 860.5013 | 0.008 | 628,28 | 3.2 | 0,003424036 |
| E8 | 429.1268 | 1289.6282 | 0.009 | 1034,1 | 3.2 | 0,003507474 |
| E7 | 429.1268 | 1718.755 | 0.0105 | 1356,91 | 3.2 | 0,004156256 |
| E6 | 448.6392 | 2167.3942 | 0.0115 | 1627,78 | 3.2 | 0,004785089 |
| E5 | 451.1387 | 2618.533 | 0.0125 | 1866,24 | 3.2 | 0,005480884 |
| E4 | 451.1387 | 3069.6717 | 0.0135 | 2080,51 | 3.2 | 0,006224521 |
| E3 | 462.2976 | 3531.9694 | 0.0135 | 2272,27 | 3.2 | 0,006557538 |
| E2 | 475.5131 | 4007.4825 | 0.0125 | 2453,55 | 3.2 | 0,006380236 |
| E1 | 474.9509 | 4482.4334 | 0.0125 | 2620,95 | 3.2 | 0,006680595 |
| RDC | 720.7599 | 5203.1933 | 0.011 | 2754,6 | 4.42 | 0,004700909 |
| Sous-sol | 777.3011 | 5980.4943 | 0.0105 | 2910,04 | 2.72 | 0,007933385 |

Tableau. V.11. Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal.

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul de éléments structuraux.

V.9. L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

B_c : Section du béton comprimé.

-Poteau (50x50) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{1702.91 \times 10^3}{(50 \times 50) \times 10^2 \times 25} = 0,27 < 0,30 \quad (\text{C.V})$$

-Poteau (40x40) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{886.65 \times 10^3}{(40 \times 40) \times 10^2 \times 25} = 0,22 < 0,30 \quad (\text{C.V})$$

Chapitre VI :

Etude des éléments **structuraux**

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

1-Combinaisons d'actions :

B.A.E.L₉₁ :

Combinaison fondamentale :

- ❖ E.L.U.R : 1,35G + 1,5P
- ❖ E.L.S : G + P

R.P.A₉₉ :

Combinaison accidentelle :

- ❖ G + P ± E
- ❖ 0,8G ± E

VI.1.1. Ferrailage des poutres :

- Condition de non fragilité (B.A.E.L₉₁) :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- R.P.A₉₉ :

A_{min} = 0,5% de la section totale.

A_{max} = 4% de la section totale en zone courante.

A_{max} = 6% de la section totale en zone de recouvrement.

- Tableau des sollicitations :

| Combinaisons | Situation durable | | Situation accidentelle | | ELS | | Effort tranchant |
|--------------|----------------------------|----------|------------------------|------------------|-----------------|----------|------------------|
| | 1,35G+1,5Q (ELU) (kN.m) | | G+Q+E (kN.m) | 0,8G+E (kN.m) | (G+Q) (kN.m) | | Vmax(kN) |
| Position | Travée | Appuis | Appuis | Appuis | Travées | Appuis | 232,91 |
| P.P (35*45) | 96,069 | -145,112 | - 193,229 | -184,393 | 70,298 | -104,898 | |
| P.S (35*40) | 72,136 | -123,018 | -184,148 | -143,260 | 61,983 | -88,97 | 142.48 |

Tableau. VI.1. Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ETABS.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1.1.1. Exemple de calcul :

➤ Poutres principales (35x45) cm² :

a. travée : selon la combinaison 1,35G + 1,5Q.

➤ E.L.U.R :

$$M_{max}^T = 96,069 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{96,069 \cdot 10^3}{35 \cdot 40,5^2 \cdot 14,2} = 0,118$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,118}) = 0,158$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,158 = 0,937$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{\beta \cdot b \cdot \sigma_s} = \frac{96,069 \cdot 10^3}{0,937 \cdot 40,5 \cdot 348} = 7,28 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

-Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$S y_1 y_1' = \frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 13,08 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I y_1 y_1' = \frac{b y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\rightarrow I y_1 y_1' = 108193,78 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I y_1 y_1'} = \frac{70,298 \cdot 10^3}{108193,78} = 0,650$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,65 \cdot 13,08 = 8,497 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

➤ Armatures minimales :

BAEL99 :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \cdot 35 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 1,71 \text{ cm}^2$$

RPA99/Version2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \cdot 35 \cdot 45 \rightarrow A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures finales :

$$A^t = \max(A^t; A_{min (BAEL)}; A_{min (RPA)}) \rightarrow A_t = \max(7,28; 1,71; 7,875)$$

$$A^t = 7,875 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } (3T12 + 3T14) \rightarrow A_t = \mathbf{8,01 \text{ cm}^2}$$

b. Ferrailage sur appuis :

Selon la combinaison **G + Q ± E**

$$M_{max}^a = - 203,203 \text{ kN.m}$$

$$A^a = 13,25 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,603 \cdot 16,88 = 10,181 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient.

➤ Armatures minimales :

BAEL99 :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \cdot 35 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{min} = 1,71 \text{ cm}^2$$

RPA99/Version2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \cdot 35 \cdot 45 \rightarrow A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures finales :

$$A^a = \max(A^a; A_{min (BAEL)}; A_{min (RPA)}) \rightarrow A_a = \max(13,25; 1,71; 7,875)$$

$$A^a = 13,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } (3T20 + 3T14) \rightarrow A_t = \mathbf{14,04 \text{ cm}^2}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1.1.2. Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_{max} = 232,91 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{232,91 \cdot 10^3}{35 \cdot 40,5 \cdot 100} = 1,643 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ Calcul des armatures transversales :

a. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{450}{35}; 16; \frac{350}{10}\right) = 12,85 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 12,85 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t \leq 8 \text{ mm}$

Soit : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

b. Calcul de l'espacement :

➤ Selon le BAEL₉₁ :

b.1. Espacement maximal:

$$St_1 \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(36,45; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 35} = 33,73 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \cdot A_t f_{et}}{\gamma_s \cdot b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot K \cdot f_{ij}^*)]}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \cdot 2,01 \cdot 235}{1,15 \cdot 35 [1 - (0,3 \cdot 1,2 \cdot 1)]} = 28,55 \text{ cm.}$$

Avec : $K=1$; en cas de $\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple.} \\ \text{pas de reprise de bétonnage.} \\ \text{fissuration peu nuisible.} \end{array} \right.$

$$f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 33 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

➤ Selon RPA99 :

-En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(11,25; 19,2) = 11,25 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = \mathbf{10cm}$.

-En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St' = \mathbf{15cm}$.

c. Section d'armature des barres transversales d'après le RPA99 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \cdot 10 \cdot 35 = 1,05 \text{ cm}^2$

En zone courante : $At = 0,003 \times St' \times b = 0,003 \cdot 15 \cdot 35 = 1,57 \text{ cm}^2$

d. Recouvrement des barres longitudinales :

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \cdot 16 \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$.

➤ Vérification de la compression du béton :

$$T_{max} \leq 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$a = \min(\dot{a}; 0,9 \cdot d)$

$\dot{a} = 35 - c - 2 = 30 \text{ cm}$ avec : $c = 3 \text{ cm}$

$a = \min(30 ; 0,9 \cdot d) = 30 \text{ cm}$.

$$T_{max} \leq 0,4 \times 35 \times 30 \times \frac{25}{1,5} = 700 \text{ kN}.$$

$T_{max} = 176,4 \text{ kN} < 700 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Tableau récapitulatif de ferrailage:

| Armature finale | | |
|-----------------|------------|------------|
| | PP (35x45) | PS (35x40) |
| Travée | 3T14+3T12 | 5T14 |
| Appui | 3T20+3T14 | 2T20+3T14 |

Tableau. VI.2. Ferrailage des poutres.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux
Schémas de ferrailage:

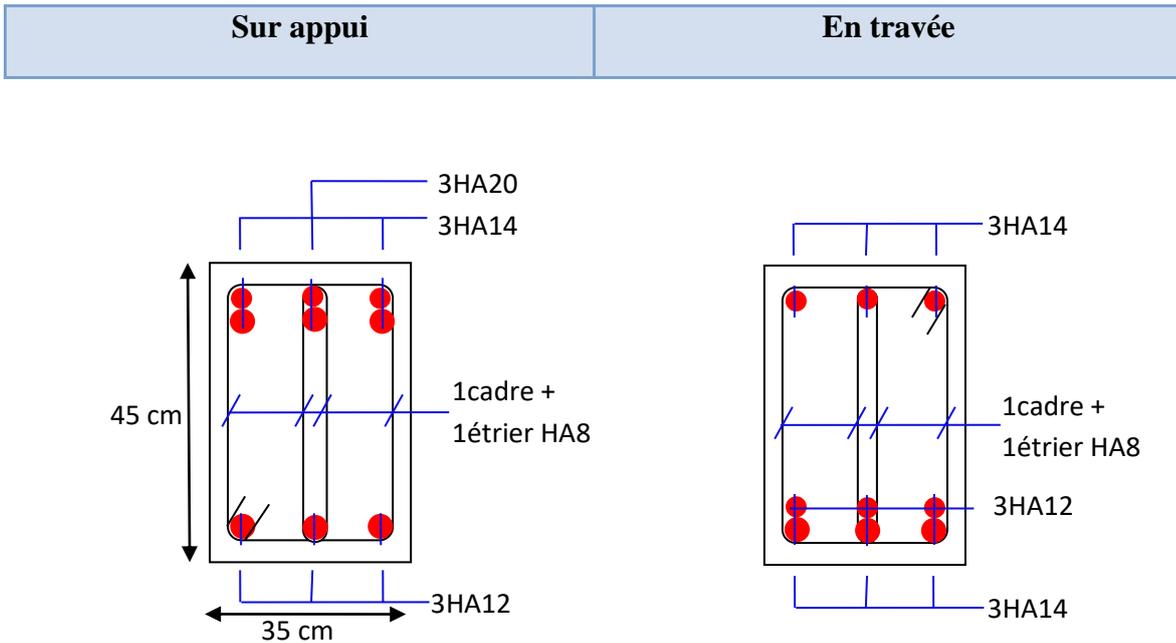


Fig.VI.1. Ferrailage des poutres principales (35×45).

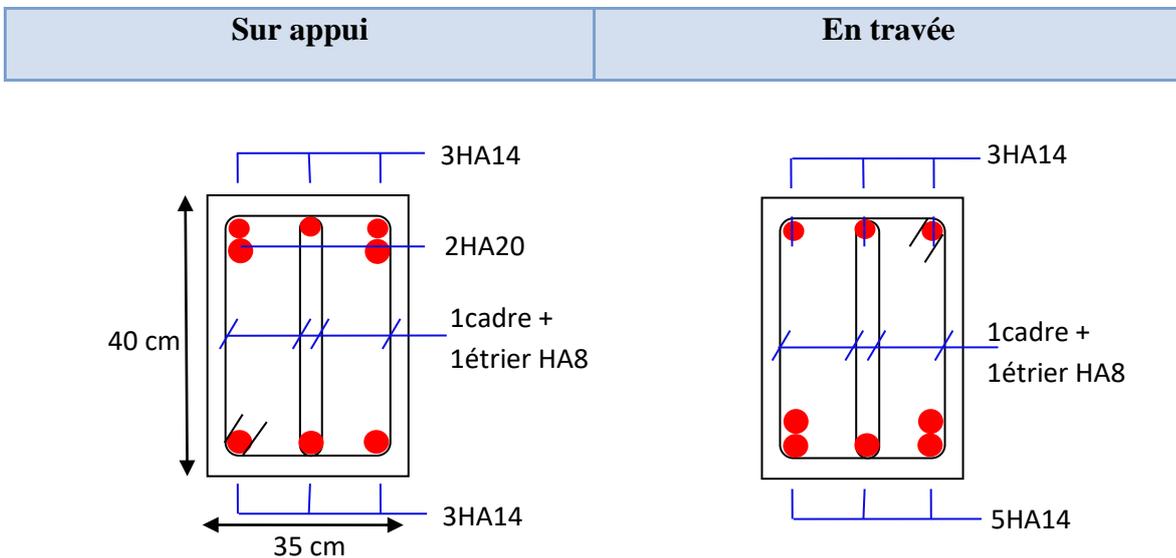


Fig.VI.2. Ferrailage des poutres secondaires (35×30).

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|--------------|------------|-----------------|----------------|------------|----------|------------------|
| | γ_b | F_{c28} (MPa) | F_{bu} (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | γ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18,5 | 1 | 400 | 400 |

Tableau.VI.3. Caractéristiques mécanique des matériaux.

VI.2.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon B.A.E.L 91 : (Combinaison fondamentale)
 - E L U $1,35 G + 1,5 Q$
 - E L S $G + Q$
- Selon R.P.A 99 (situation accidentelle)
 - $G + Q + E$
 - $0,8G \pm E$ avec E : charge due à la force sismique.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.2.2. Ferrailage des poteaux :

a. Les armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x sections du poteau (*Zone IIa*).

-Le pourcentage maximal sera :

- 4 % en zone courante.
- 6 % zone de recouvrement.

-Le diamètre minimal est de $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

-La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (*zone IIa*).

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm.}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique) avec :

$$h' = \max (h_e/6; b; h; 60\text{cm}).$$

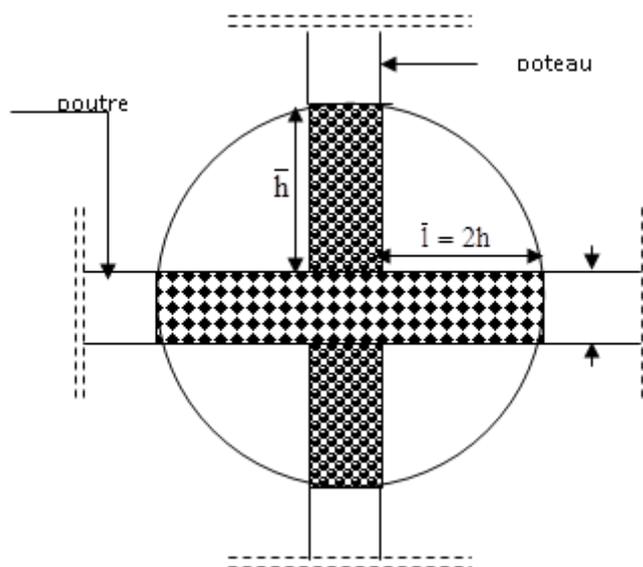


Fig. VI.3. Détail de la zone nodale.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

b. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élanement géométrique} \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élanement géométrique} \leq 5 \end{cases}$$

h : Hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \% \quad (\Phi > 12 \text{ mm})$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ a et b, les dimensions de la section du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\Phi_{\min} > 12$ mm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de

$10 \Phi_{\min}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.2.3. Tableaux des sollicitations:

| Section (cm ²) | Combinaison Fondamentale | | Combinaison accidentelle | | | | |
|-------------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------|
| | 1 ^{er} cas | | 2 ^{ème} cas | | 3 ^{ème} cas | | |
| | 1,35G + 1,5 P | | G + P ± E | | 0,8G ± E | | |
| N _{max} (kN) | M _{corr} (kN.m) | M _{max} (kN) | N _{corr} (kN.m) | N _{min} (kN) | M _{corr} (kN.m) | V _{max} (kN) | |
| (50x50) | -2338,42 | -3,38 | -1702,91 | -2,47 | -1151,67 | -1,73 | 44,66 |
| (40x40) | -1216,08 | -4,235 | -866,65 | -3,078 | -607,47 | -2,036 | 34,32 |

Tableaux. VI.4. Sollicitations des poteaux.

VI.2.4. Exemple de calcul :

a. Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (50x50) en adoptant les sollicitations à l'ELUR.

➤ 1^{er} cas :

Combinaison fondamentale → 1,35G + 1,5P

$$\begin{cases} N_{max} = -2338,42 \text{ kN} \\ M_{corr} = -3,38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{3,38}{2338,42} = 0,0015 \text{ m} = 0,15 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,15 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL₉₁ on a :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

-La section réduite B_r :

$$B_r = (a-2)(b-2) \rightarrow B_r = (50-02)(50-02) = 2304 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Pour une section rectangulaire $(b \times h)\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{b}$; avec $l_f = 0,7 \cdot l_0$

$$\rightarrow \lambda = \frac{3,46 \cdot 3,094}{50} = 21,41 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{21,41}{35}\right)^2} = 0,790$$

$$N_u = 2338,42 \text{ kN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{2338,42}{0,79} - \frac{2304 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,15} \right) \cdot \frac{1,15}{400} \right] \cdot 10^{-2} = -37,5658 \text{ cm}^2$$

$A_u = -37,57 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

➤ **2^{ème} cas :**

Combinaison fondamentale $\rightarrow G + P \mp E$

$$\begin{cases} N_{max} = -1702,91 \text{ kN} \\ M_{corr} = -2,47 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{2,47}{1702,91} = 0,15 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,15 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL₉₁ on a :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,90 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,90 \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

-La section réduite B_r :

$$B_r = (a-2)(b-2) \rightarrow B_r = (50-02)(50-02) = 2304 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire $(b \times h)\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{b}$; avec $l_f = 0,7 \cdot l_0$

$$\rightarrow \lambda = \frac{3,46 \cdot 3,094}{50} = 21,41 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{21,41}{35}\right)^2} = 0,790$$

$$N_u = 1702,91 \text{ kN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{1702,91}{0,79} - \frac{2304 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,15} \right) \cdot \frac{1,15}{400} \right] \cdot 10^{-2} = -60,69 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$A_u = -60,69 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

➤ 3^{eme} cas :

Accidentelle → $0,8G \pm E$

$$\begin{cases} N_{min} = -1151,67 \text{ kN} \\ M_{corr} = -1,73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1,73}{1151,67} = 0,15 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,15 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL₉₁ on a :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

-La section réduite B_r :

$$B_r = (a-2)(b-2) \rightarrow B_r = (50-02)(50-02) = 2304 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire $(b \times h)\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{b}$; avec $l_f = 0,7 \cdot l_0$

$$\rightarrow \lambda = \frac{3,46 \cdot 3,094}{50} = 21,41 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{21,41}{35}\right)^2} = 0,790$$

$$N_u = 1151,67 \text{ kN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{1151,67}{0,79} - \frac{2304 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1 \cdot 1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{400} \right] \cdot 10^{-2} = -80,75 \text{ cm}^2$$

$A_u = -80,75 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

b. La section d'acier minimale :

-selon BAEL₉₁ :

$$A_{min} = \max(4 \text{ cm de perimetre} ; 0,2\% \cdot b \cdot h) = \max(8 ; 5) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 8 \text{ cm}^2$$

-selon RPA₉₉Version₂₀₀₃ :

$$A_{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{min} = 0,8\% \cdot 50 \cdot 50 \rightarrow A_{min} = 20 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

c. La section d'acier maximale :

-selon BAEL₉₁ :

$$A_{\max} = 5\% \cdot b \cdot h = 5\% \cdot 50 \cdot 50 = 125 \text{ cm}^2$$

-selon RPA₉₉ Version 2003 :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{\max} = 4\% \cdot 50 \cdot 50 = 100 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{\max} = 6\% \cdot 50 \cdot 50 = 150 \text{ cm}^2$$

d. Armatures finales:

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}).$$

$$A_f = \max (0; 8,00; 20) \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_f = 20 \text{ cm}^2}$$

-Tableaux récapitulatifs des armatures appliquées :

| Dimension (cm ²) | Cas | A _{cal} (cm ²) | A _{minBAEL} | A _{minRPA} | A _{adapté} | L _r (cm) |
|------------------------------|------------------|-------------------------------------|----------------------|---------------------|------------------------------------|---------------------|
| 50x50 | 1 ^{er} | 0 | 8,00 | 20,00 | 8T14+4T16 =20,36cm ² | 65 |
| | 2 ^{eme} | 0 | | | | |
| | 3 ^{eme} | 0 | | | | |
| 40x40 | 1 ^{er} | 0 | 6,4 | 12,8 | 4T14+4T16 =14,2cm ² | 65 |
| | 2 ^{eme} | 0 | | | | |
| | 3 ^{eme} | 0 | | | | |

Tableaux. VI.5. Ferrailage des poteaux.

VI.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{a \cdot d \cdot 100}$$

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On doit avoir : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

-Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant dans les poteaux :

| Section (cm ²) | T _{max} .10 ³ N | τ _u (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | τ _u ≤ $\overline{\tau_u}$ (MPa) |
|----------------------------|-------------------------------------|----------------------|---------------------------|--|
| (50x50) | 44,66 | 0,198 | 3,33 | Condition Vérifiée |
| (40x40) | 34.32 | 0,238 | 3,33 | Condition Vérifiée |

Tableau. VI.6. Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux.

a. Détermination de la zone nodale :

- Exemple de calcul :

Poteau (50x50)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \rightarrow h' = \max\left(\frac{442}{6}; 50; 50; 60\text{cm}\right) \rightarrow h' = 73,67\text{cm}$$

$$L' = 2h \rightarrow L' = 2.50 \rightarrow L' = 100\text{cm}.$$

$$\text{la zone nodale} \begin{cases} h' = 73,67\text{cm} \\ L' = 100\text{cm} \end{cases}$$

| Poteau | h _e (cm ²) | h _e /6(cm ²) | b ₁ (cm ²) | h ₁ (cm ²) | h'(cm ²) | L'(cm ²) |
|--------|-----------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|
| 50x50 | 442 | 73.67 | 50 | 50 | 73.67 | 100 |
| 40x40 | 320 | 53.33 | 40 | 40 | 53.33 | 80 |

Tableau. VI.7. Détermination de la zone nodale

b. Armatures transversales :

b.1. Espacement des armatures transversales :

Selon RPA99 :

La zone nodale: $St \leq \text{Min}(10\phi_t; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \text{Min}(15.1,6; 15\text{cm})$ on prendra $St = 10\text{ cm}$

La zone courante : $St' \leq 15\phi_1 = 24$ on prendra $St' = 15\text{cm}$

b.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10}\right)$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

-Poteaux (50x50) cm² ; $\phi_t = \min\left(\frac{500}{35}; 16; \frac{500}{10}\right) = (14,28; 16; 50)mm \Rightarrow \phi_t \leq 14,28mm$

-Poteaux (40x40) cm² ; $\phi_t = \min\left(\frac{400}{35}; 16; \frac{400}{10}\right) = (11,43; 16; 40)mm \Rightarrow \phi_t \leq 11,43mm$

b.3. Section d'armatures :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{St \cdot \rho}{h \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{St \cdot \rho \cdot T_{max}}{h \cdot f_e}$$

| poteau | Tmax (kN) | ρ | H | fe | λ_g | St Nodale | St Courante | At cm ² | |
|--------|--------------|--------|----|-----|-------------|--------------|----------------|--------------------|------|
| | | | | | | | | ZN | ZC |
| 50x50 | 44,66 | 2,5 | 50 | 235 | 7,14 | 10 | 15 | 0,95 | 1,42 |
| 40x40 | 34,32 | 2,5 | 40 | 235 | 5,36 | 10 | 15 | 0,91 | 1,37 |

Tableau. VI.8. Section d'armatures.

VI.2.5. Ferrailage de A_t :

➤ Zone nodale :

| Type | At min nodale | At calculée | At appliquée | A choisie |
|-------|---------------|-------------|--------------|-----------|
| 50x50 | 1,2 | 0,95 | 1,2 | 4T8 |
| 40x40 | 1,2 | 0,91 | 1,2 | 4T8 |

Tableau. VI.9. Ferrailage de A_t Zone nodale.

➤ Zone courante :

| Type | At min nodale | At calculée | At appliquée | A choisie |
|-------|---------------|-------------|--------------|-----------|
| 50x50 | 1,8 | 1,42 | 1,8 | 4T8 |
| 40x40 | 1,8 | 1,37 | 1,8 | 4T8 |

Tableau. VI.10. Ferrailage de A_t Zone courante.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

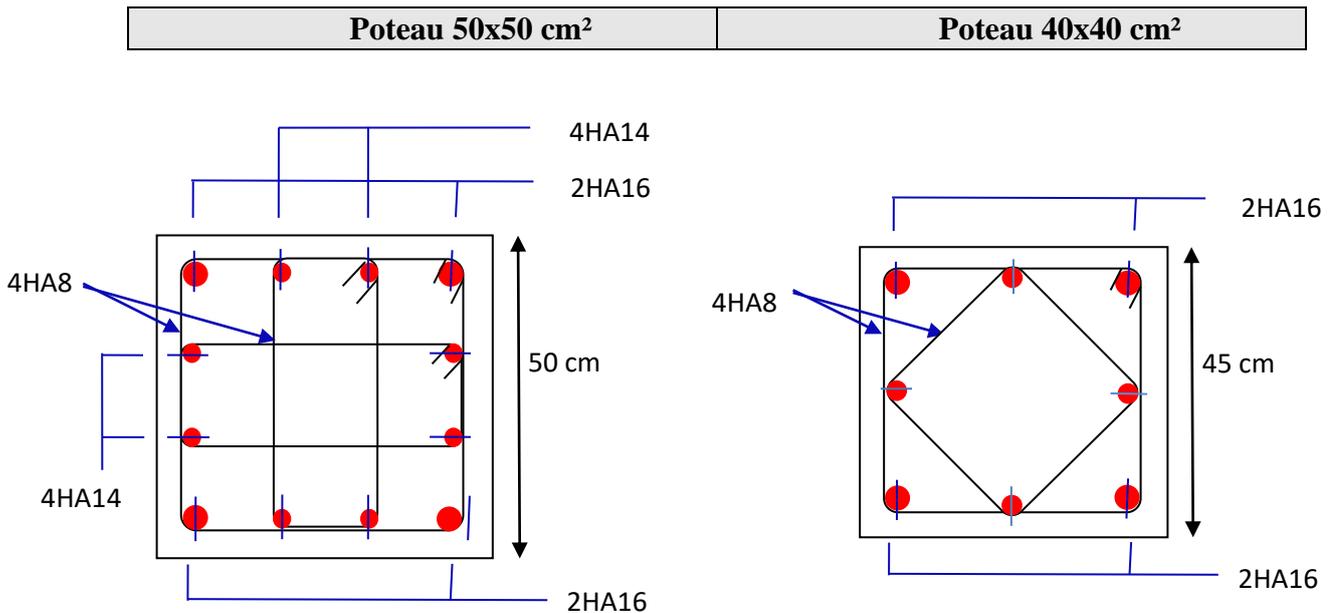


Fig. VI.4. Schémas de ferrailage des poteaux

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.3.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.3.4. combinaisons

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.3.5. Prescriptions imposées par RPA99

1) Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2) Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci appariée :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

3) Règles générales

Les armateurs transversaux doivent respectes les dispositions suivent :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

Article 7.7.4.3 RPA

$$S \leq 30cm$$

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.3.6. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

VI.3.7. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V₅ (L=3,30m):

-Détermination des sollicitations :

$$M= 3632,091kN.m \quad I=(0,20 \times 3,30^3)/12=0.598m^4$$

$$\Omega=0,66 m^2$$

$$N=2207,29kN .m \quad v = h/2 = 1.65$$

a. Armatur verticale:

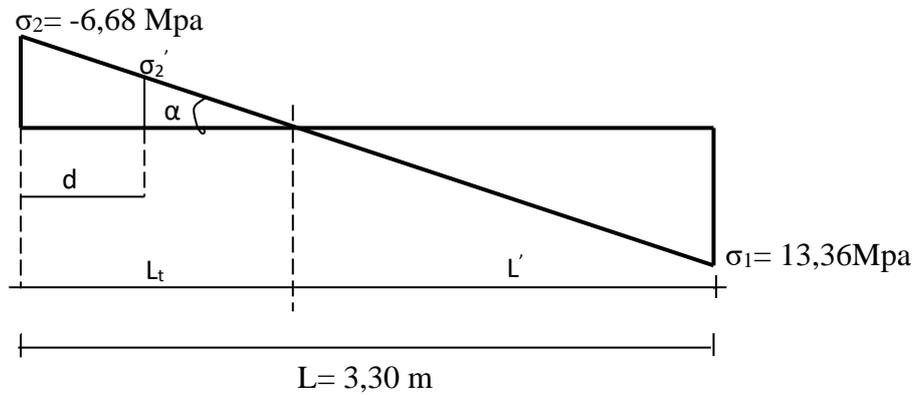
$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{2207,29}{0.66} + \frac{3632,091 \times 1.65}{0.598}$$

$$\sigma_1=13.36Mpa$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{2207,29}{0,66} - \frac{3632,091 \times 1,65}{0,598}$$

$$\sigma_2 = -6,68 \text{ Mpa}$$



b. calcul de L' :

$$L_t = L \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3,30 \cdot \left(\frac{6,68}{6,68 + 13,36} \right) = 1,10 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,30 - 1,10 = 2,20 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3,30 / 2, (2/3) \times 2,20) = 1,46 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1,46 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'}$$

$$I' = (0,2 \times 1,10^3) / 12 = 0,022 \text{ m}^4$$

$$v' = 1,10 / 2 = 0,55 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,2 \times 1,10 = 0,220 \text{ m}^2$$

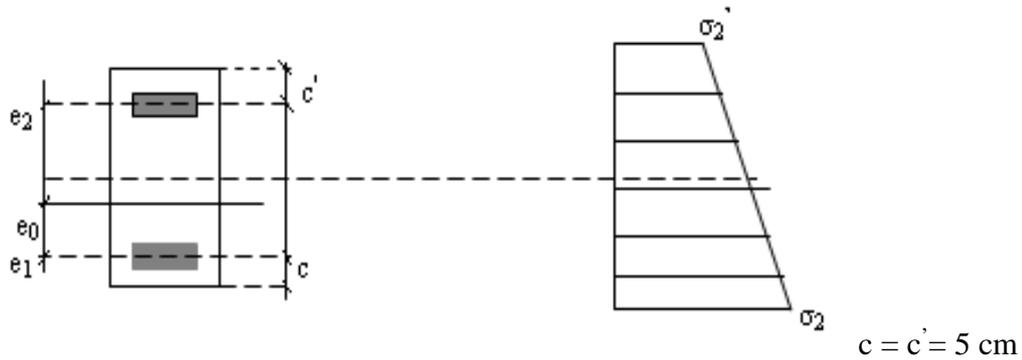
Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \quad \Rightarrow N_1 = -734,80 \text{ kN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \quad \Rightarrow M_1 = 133,60 \text{ kNm}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0.18\text{m} < d/6$ et N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue).



Soit :

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.68 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 1.42 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 12.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 18.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 8.32 \text{ cm}^2$$

c. Armatures minimales exigées par les RPA 99/Version2003

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% \ b \ L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 1.1 = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

d. Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.20 \times 3.30 = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 18.29 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie :

$$A_s = 2 \times 8.32 \times (3.30/2) = 25.23 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

En zone courante : soit **14HA12** ($A_s = 18.10 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit **8HA12** ($A_s = 9.05 \text{ cm}^2$)

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- Sens verticale :

On prend $\rightarrow A_v = 14HA12 + 8HA12 \rightarrow A_v = 27,15 \text{ cm}^2$.

- Sens longitudinale :

$$A_L = \frac{A_v}{4} = \frac{27,15}{4} = 6,79 \text{ cm}^2.$$

On prend $\rightarrow A_L = 10 HA 10 \rightarrow A_v = 7,85 \text{ cm}^2$.

- Espacement :

$S \leq \min(1,5 e; 30) \text{ cm} \rightarrow S \leq \min(1,5 \cdot 20; 30) \text{ cm} \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$.

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend $S=10 \text{ cm} \rightarrow$ la zone d'about

On prend $S=20 \text{ cm} \rightarrow$ la zone courante

- longueur de recouvrement :

$L_r = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ soit $L_r = 50 \text{ cm}$.

VI.3.8. Vérification à l'effort tranchant :

• Au niveau du RDC:

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{u \max} = 231 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d \times 100} = \frac{231 \times 10^3}{20 \times 297 \times 100} = 0,39 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• Au niveau d'étage courant:

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$T_{u \max} = 213,19 \text{ kN}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \times d \times 100} = \frac{213,19 \times 10^3}{20 \times 297 \times 100} = 0,35 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

| Voile | V ₁ | V ₂ | V ₃ | V ₄ | V ₅ | V ₆ | V ₇ | V ₈ |
|---|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| M (kN.m) | 1892.0 | 1406.4 | 1310. | 1393.3 | 3632.0 | 911.68 | 260.48 | 1206.9 |
| N (kN) | 2276.92 | 1230.5 | 2958.79 | 1637.7 | 2207.29 | 1029.26 | 2124.99 | 916.28 |
| L (m) | 3.3 | 2.1 | 2.2 | 2.2 | 3.3 | 2 | 0.9 | 2.1 |
| σ_1 (MPa) | 8.662 | 12.497 | 14.847 | 12.358 | 13.350 | 9.411 | 21.453 | 10.392 |
| σ_2 (MPa) | -1.762 | -6.638 | -1.398 | -4.914 | -6.661 | -4.265 | 2.158 | -6.029 |
| A _s /ml/face (cm ²) | 2.203 | 8.297 | 1.748 | 6.143 | 8.327 | 5.331 | 2.697 | 7.536 |
| A _s adop(cm ²) 2 faces | 16.763 | 39.510 | 17.944 | 27.921 | 25.233 | 26.653 | 12.140 | 35.887 |
| S _t d'about (cm) | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| S _t courante (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 10 | 20 |
| HA d'abouts (cm ²) | 6HA12 | 10HA14 | 6HA12 | 10HA12 | 8HA12 | 10HA12 | 4HA12 | 8HA14 |
| HA courante (cm ²) | 10HA12 | 16HA14 | 10HA12 | 16HA12 | 14HA12 | 14HA12 | 8HA12 | 16HA14 |

Tableau. VI.11. Tableau de ferrailage.

Chapitre VII :

Etude d'infrastructure

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

VII.1. Introduction :

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ceux sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche)

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : une pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture, représente la contrainte entraînant le poinçonnement du sol.

De plus il ne faut pas qu'il y'ait de différence de tassement appréciable entre deux points porteurs 2 fondations, ceux qui engendrait des désordres graves dans la superstructure (fissurations des murs, déformations des planchers).

Dans le cas de projet de grande surface et d'un terrain peut homogène, on adoptera le taux de travail du sol le plus mauvais afin de limiter le tassement différentiel.

VII.2. Etude du mur voile périphérique :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00) :

D'après le (RPA₉₉Version 2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

VII.2.1. Epaisseur du mur :

L'épaisse (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur: $h_e = 2,72 - 0,45 = 2,27$ m

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \rightarrow e \geq \frac{227}{25} \rightarrow e \geq 9,08 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour une epaisseur } e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,72}{5,42} = 0,50 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

a. Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension (5,42x2,72) m².

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \gamma \cdot h_e \cdot A$$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

A: coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 30^\circ$

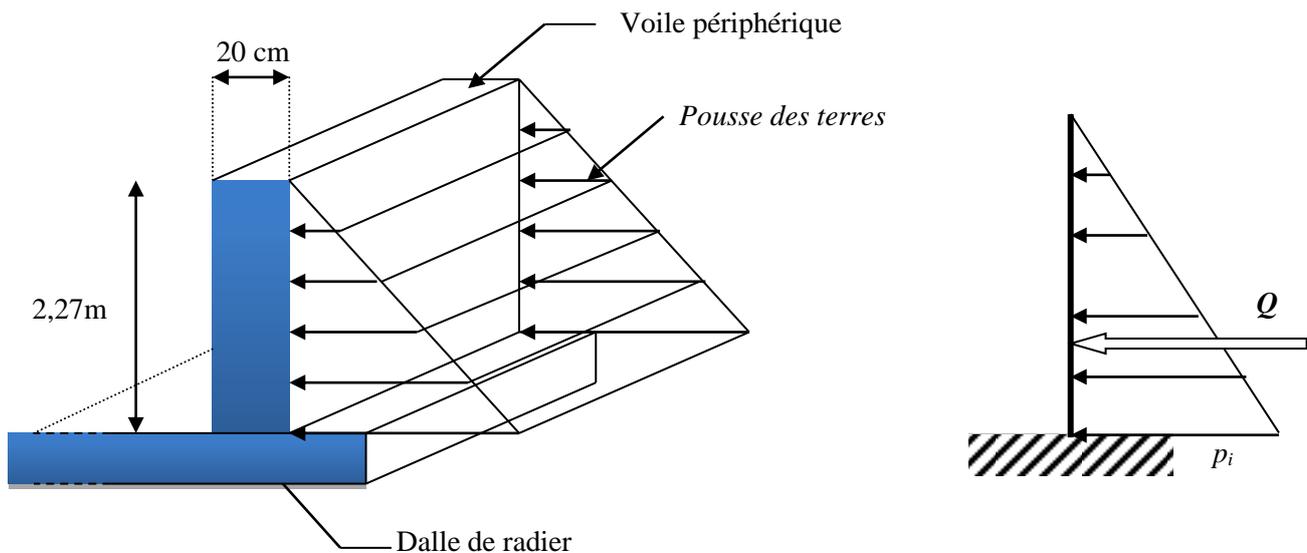


Fig.VII.1. schéma statique d'un voile périphérique.

$$A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \rightarrow A = 0,333$$

b. Calcul des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

En appui : $M_{ax} = -0,4 M_{0x}$

$M_{ay} = -0,4 M_{0y}$

➤ **Combinaison fondamentale :**

E.L.U.R : $q_u = (1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m \rightarrow q_u = 1,35 \cdot 18 \cdot 2,72 \cdot 0,333 \cdot 1 = 22,01 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m = 18 \cdot 3 \cdot 0,333 \cdot 1 = 16,3 \text{ kN/ml}$

c. Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Le panneau considéré | | E.L.U.R | E.L.S |
|-------------------------|-----------------|---------|--------|
| Lx (m) | | 2,72 | 2,72 |
| Ly (m) | | 5,42 | 5,42 |
| P | | 0,555 | 0,555 |
| μ_x | | 0.0966 | 0.1000 |
| μ_y | | 0.2500 | 0.3671 |
| Moments isostatiques | M_{0x} (kN.m) | 15,73 | 12.05 |
| | M_{0y} (kN.m) | 3.933 | 4.427 |
| Moments en travée | M_{tx} (kN.m) | 13.37 | 10.24 |
| | M_{ty} (kN.m) | 3.34 | 3.76 |
| Moment en appui | M_{ax} (kN.m) | -6.292 | -4.82 |
| | M_{ay} (kN.m) | -1.572 | -1,77 |

Tableau. VII.1. Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

VII.3. Calcul du ferrailage :

➤ **E.L.U.R :**

Le sens X :

a)-En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (bx_e) avec b=100cm et e=20cm.

$$M_{ux}^t = 13.73 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

$$d = 0,9.e = 0,9.20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,73 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,03$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.0,063}) = 0,081$$

$$\beta = 1 - 0,4.0,081 = 0,985$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13,73 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,985 \cdot 18} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ux}^a = 7,741 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_u^a = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :

a)-En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (bx) avec b=100cm et e=20cm).

$$M_{uy}^t = 3,34 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_u^t = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{uy}^a = 1,57 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_u^a = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

Fissuration préjudiciable → il faut calculer les armatures,

Le sens X :

a)-En travée :

$$M_{ser x}^t = 10,24 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$d = 0,9.e = 0,9.20 = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

$\eta = 1,6$ pour les HA

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser\ x}^t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} \rightarrow \mu_1 = \frac{10,24 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 201,66} = 0,0016$$

$$\lambda = 1 + 30 \cdot 0,003 = 1,047$$

$$\cos \varphi = 1,047^{(-3/2)} = 0,878$$

$$\rightarrow \varphi = 21,03^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{1,09} \cdot \cos \left(240 + \frac{28,59}{3} \right) = 0,201$$

$$K_1 = \frac{15(1 - 0,269)}{0,269} = 59,738$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,66}{59,738} = 3,375 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,269}{3} = 0,933.$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{12,186 \cdot 10^3}{201,66 \cdot 0,91 \cdot 13,5} = 3,024 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ser\ x}^a = 3,76 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_{ser}^a = 1,081 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :

a)-En travée :

$$M_{ser\ y}^t = 4,82 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$A_{ser}^t = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ser\ y}^a = 1,77 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

$$A_{Ser}^a = 0,502 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Armatures minimales :

$$\text{R. P. A: } A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = A_{\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{B. A. E. L: } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400}\right) \rightarrow A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armatures :

« Sens X » :

$$\text{En travée : } A_x^t = \max(A_u; A_{Ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_x^t = 3,024 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: 7T10/ml = 5,49 cm²/ml → St = 15cm

$$\text{En appui : } A_x^a = \max(A_u; A_{Ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_x^a = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra:

5T10/ml = 3,92 cm²/ml → St = 20cm.

« Sens Y » :

$$\text{En travée : } A_y^t = \max(A_u; A_{Ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_y^t = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: 7T10/ml = 5,49 cm²/ml → St = 15cm

$$\text{En appui : } A_y^a = \max(A_u; A_{Ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_y^a = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: 5T10/ml = 3,92 cm²/ml → St = 20cm

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

-Tableau récapitulatif de ferrailage du mur voile périphérique :

| Ferrailage | | | | | | | | |
|------------|----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|
| Appuis | | | | | Travées | | | |
| Le sens | Armatures calculées | | | Armatures adaptées | Armatures calculées | | | Armatures adaptées |
| | A_u^a (cm ²)/ml | A_{ser}^a (cm ²)/ml | A_{min}^a (cm ²)/ml | | A^t (cm ²)/ml | A_{ser}^t (cm ²)/ml | A_{min}^t (cm ²)/ml | |
| Sens X | 1,1 | 1.081 | 2,17 | T12 , e = 20 cm | 2,23 | 3,024 | 2,17 | 4T12 , e = 20 cm |
| Sens Y | 0,25 | 0,5 | 2,17 | T12 , e = 20 cm | 0,54 | 1,4 | 1 | 4T12 , e = 20 cm |

Tableau. VII.2. Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.

VII.4. Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VII.5. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

VII.5.1. calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

N.B : dans ce cas en prendre $\sigma = 2.5$ bar

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

| Semelles | Nser(kN) | S=Nser/ σ (m ²) |
|----------|----------|------------------------------------|
| 1 | 389,68 | 1,95 |
| 2 | 675,57 | 3,38 |
| 3 | 419,42 | 2,10 |
| 4 | 662,09 | 3,31 |
| 5 | 461,21 | 2,31 |
| 6 | 654,26 | 3,27 |
| 7 | 500,62 | 2,50 |
| 8 | 627,8 | 3,14 |
| 9 | 508,93 | 2,54 |
| 10 | 597,73 | 2,99 |
| 11 | 553 | 2,77 |
| 12 | 908,17 | 4,54 |
| 13 | 556,67 | 2,78 |
| 14 | 593,33 | 2,97 |

Tableau. VII.3. Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau.

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

| Semelles | Nser (t) | S=Nser/ σ (m ²) | Semelles | Nser (t) | S=Nser/ σ (m ²) |
|----------|----------|------------------------------------|----------|----------|------------------------------------|
| 1 | 926,76 | 4,63 | 8 | 389,63 | 1,95 |
| 2 | 2614,73 | 13,07 | 9 | 837,1 | 4,19 |
| 3 | 2575,08 | 12,88 | 10 | 767,03 | 3,84 |
| 4 | 663,56 | 3,32 | 11 | 1945,5 | 9,73 |
| 5 | 511,33 | 2,56 | 12 | 955,64 | 4,78 |
| 6 | 519,57 | 2,60 | 13 | 1894,47 | 9,47 |
| 7 | 402,57 | 2,01 | 14 | 315,23 | 1,72 |

Tableau. VII.4. Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile.

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

• Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

✓ La réduction des tassements différentiels.

✓ La facilité de l'exécution.

VII.6. Etude du radier :

VII.6.1 pré dimensionnement du radier :

VII.6.1.1. calcul de surface minimale du radier :

On a $N_{ser} = 71131,51$ kN

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ kN.}$$

La surface du radier est :

$$S \geq \frac{71131,51}{250} = 284,53 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de $664,65 \text{ m}^2$.

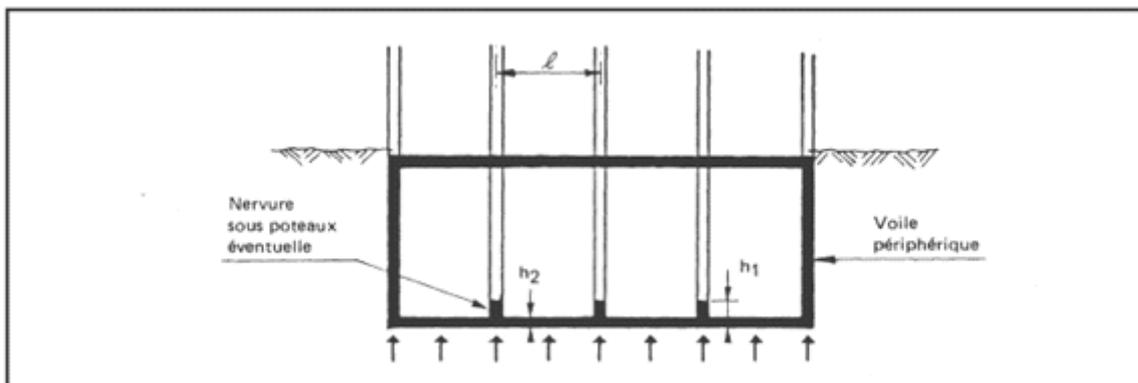


Fig. VII.2.Schéma du radier nervuré.

VII.6.1.2 Pré dimensionnement de la dalle :

Condition forfaitaire :

$$hr \geq L_{max} / 10$$

Avec L_{max} la distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 5,425 \text{ m}$)

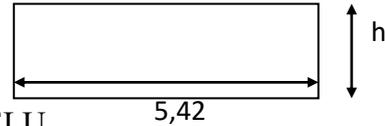
$$\text{D'où : } hr \geq 54,25 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

➤ Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$



Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5,42 m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h_2} \leq \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S_{rad} \times b \times 0,07 f_{cj}}$$

On a : $N_u = 86414,16 \text{ kN} \Rightarrow h = 21,18 \text{ cm}$.

Remarque :

Le calcul effectué avec $h_2 = 21,18 \text{ cm}$ a conduit à des sections d'armatures élevées dans la hauteur envisagée, pour le placement de cette section d'armature on a opté pour une hauteur de la dalle de : $h_2 = 40 \text{ cm}$

VII.6.1.3. Calcul du débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_2/2 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Soit : $D = 50 \text{ cm}$

$$\text{D'ou : } S_r = S + D \times P$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périmétrique de bâtiment.

$$S_r = 664,65 + 0,50 \times 107,2 = 718,18 \text{ m}^2$$

$$S_r = 718,18 \text{ m}^2$$

VII.6.1.4. Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

➤ condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

$$h_1 \geq L_{\max} / 10 = 5,425 / 10 = 0,5425 \text{ m}$$

➤ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : \text{Longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où : } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0,81 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_1 = 90 \text{ cm}$.

VII.6.2. Vérification au poinçonnement :

❖ **Condition de non poinçonnement :**

$$Nu \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} \rightarrow (d)$$

Où :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h : Epaisseur du radier

$$U_c = 2 (a_1 + b_1) \text{ avec:}$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \cdot (a+b+2 \cdot h)$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

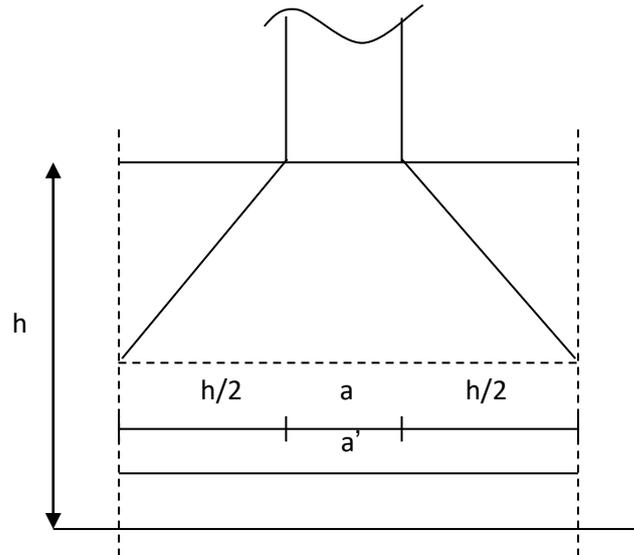


Fig. VII.3. Dimensionnement du feuillet moyen.

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELUR.

Pour notre structure, $N_{u\max}=1930,24\text{kN}$ appliqué sur un poteau de section rectangulaire

De dimensions $a=50\text{cm}$ et $b=50\text{cm}$

$$N_u=1930,24 = 0.045 \times [(50+50) + 2.h] \times h \times 20 \geq 0$$

$$\Rightarrow 4500 h^2 + 2250 h - 1930,240 = 0$$

$$\Rightarrow h \geq 0,86 \text{ m}$$

Pour satisfaire les quatre conditions précédemment, soit **$h = 90 \text{ cm}$**

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comporte un système de poutres (nervures).

Donc la condition est vérifiée.

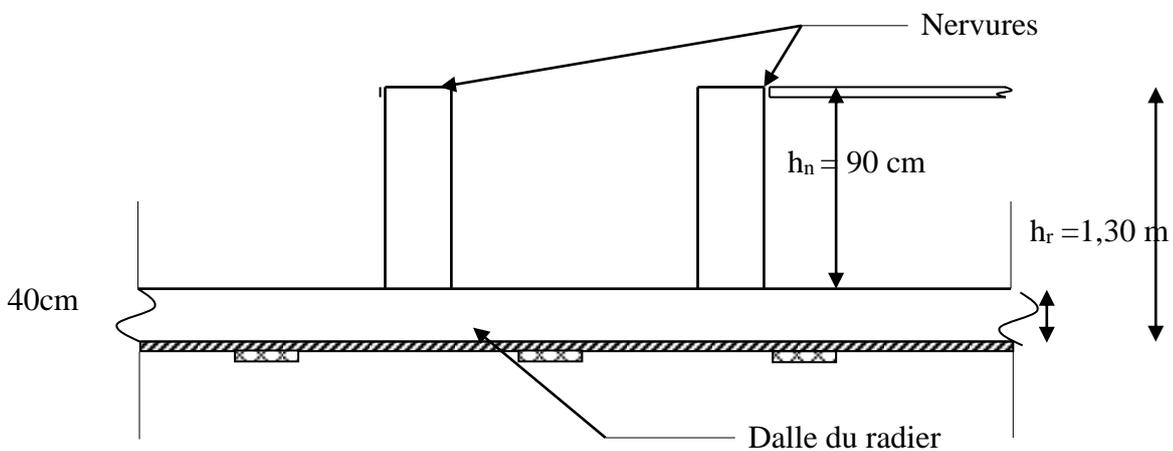


Fig. VII.4. Dimension du radier.

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

VII.6.3 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r$$

Avec : $W = W_{bat} + W_{rad} = 7102,62 t$

$F_s = 1.5$ Coefficient de sécurité

$\delta = 1t / m^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 2,72m$: Hauteur d'ancrage du radier

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 2930,17 t$$

$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \Rightarrow$ Condition vérifiée

VII.6.4. Caractéristiques géométriques du radier:

VII.6.4.1. Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :

Le calcul sera fait en tenant compte de symétrie suivant x :

Sens longitudinal X :

| Panneaux | $L_x (m)$ | $L_y (m)$ | $X_i (m)$ | $Y_i (m)$ | $S (m^2)$ | $I_{xx} (m^4)$ | dx | $I_x (m4)$ |
|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------------|-------|------------|
| 1 | 2.25 | 5.4 | 1.125 | 2.7 | 12 | 29.525 | 9.425 | 1108.81659 |
| 2 | 2.25 | 4.3 | 1.125 | 2.15 | 10 | 14.908 | 9.425 | 874.343859 |
| 3 | 2.25 | 4.3 | 1.125 | 2.15 | 10 | 14.908 | 9.425 | 874.343859 |
| 4 | 2.25 | 5.4 | 1.125 | 2.7 | 12 | 29.525 | 9.425 | 1108.81659 |
| 5 | 4.9 | 5.4 | 2.45 | 2.7 | 26 | 64.298 | 8.1 | 1800.3384 |
| 6 | 4.9 | 4.3 | 2.45 | 2.15 | 21 | 32.465 | 8.1 | 1414.86806 |
| 7 | 4.9 | 6.4 | 2.45 | 3.2 | 31 | 107.042 | 8.1 | 2164.57173 |
| 8 | 4.9 | 3.3 | 2.45 | 1.65 | 16 | 14.674 | 8.1 | 1075.58798 |
| 9 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 9.883 | 8.9 | 872.479575 |
| 10 | 3.3 | 4.2 | 1.65 | 2.1 | 14 | 20.374 | 8.9 | 1118.2248 |
| 11 | 3.3 | 4.4 | 1.65 | 2.2 | 15 | 23.426 | 8.9 | 1173.5548 |
| 12 | 3.3 | 4.2 | 1.65 | 2.1 | 14 | 20.374 | 8.9 | 1118.2248 |
| 13 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 9.883 | 8.9 | 872.479575 |
| 14 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 13.926 | 8.225 | 1052.02443 |
| 15 | 4.65 | 4.2 | 2.325 | 2.1 | 20 | 28.709 | 8.225 | 1349.92581 |
| 16 | 4.65 | 4.4 | 2.325 | 2.2 | 20 | 33.009 | 8.225 | 1417.14059 |
| 17 | 4.65 | 4.2 | 2.325 | 2.1 | 20 | 28.709 | 8.225 | 1349.92581 |
| 18 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 13.926 | 8.225 | 1052.02443 |
| 19 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 13.926 | 8.225 | 1052.02443 |
| 20 | 4.65 | 4.2 | 2.325 | 2.1 | 20 | 28.709 | 8.225 | 1349.92581 |

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

| | | | | | | | | |
|----|------|-----|-------|------|----|--------|-------|-------------------|
| 21 | 4.65 | 4.4 | 2.325 | 2.2 | 20 | 33.009 | 8.225 | 1417.14059 |
| 22 | 4.65 | 4.2 | 2.325 | 2.1 | 20 | 28.709 | 8.225 | 1349.92581 |
| 23 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 13.926 | 8.225 | 1052.02443 |
| 24 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 9.883 | 8.9 | 872.479575 |
| 25 | 3.3 | 4.2 | 1.65 | 2.1 | 14 | 20.374 | 8.9 | 1118.2248 |
| 26 | 3.3 | 4.4 | 1.65 | 2.2 | 15 | 23.426 | 8.9 | 1173.5548 |
| 27 | 3.3 | 4.2 | 1.65 | 2.1 | 14 | 20.374 | 8.9 | 1118.2248 |
| 28 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 9.883 | 8.9 | 872.479575 |
| 29 | 4.9 | 5.4 | 2.45 | 2.7 | 26 | 64.298 | 8.1 | 1800.3384 |
| 30 | 4.9 | 4.3 | 2.45 | 2.15 | 21 | 32.465 | 8.1 | 1414.86806 |
| 31 | 4.9 | 4.3 | 2.45 | 2.15 | 21 | 32.465 | 8.1 | 1414.86806 |
| 32 | 4.9 | 5.4 | 2.45 | 2.7 | 26 | 64.298 | 8.1 | 1800.3384 |
| 33 | 4.35 | 5.4 | 2.175 | 2.7 | 23 | 57.081 | 8.375 | 1704.68398 |
| 34 | 4.35 | 4.3 | 2.175 | 2.15 | 19 | 28.821 | 8.375 | 1340.80168 |
| 35 | 4.35 | 4.3 | 2.175 | 2.15 | 19 | 28.821 | 8.375 | 1340.80168 |
| 36 | 4.35 | 5.4 | 2.175 | 2.7 | 23 | 57.081 | 8.375 | 1704.68398 |
| | | | | | | | | 45695.0805 |

Sens transversal Y :

| Panneaux | L_x (m) | L_y (m) | X_i (m) | Y_i (m) | S (m ²) | dy | I_{yy} (m ⁴) | I_y (m ⁴) |
|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-------|----------------------------|-------------------------|
| 1 | 2.25 | 5.4 | 1.125 | 2.7 | 12 | 14.05 | 5.126 | 2403.56616 |
| 2 | 2.25 | 4.3 | 1.125 | 2.15 | 10 | 14.6 | 4.082 | 2066.40464 |
| 3 | 2.25 | 4.3 | 1.125 | 2.15 | 10 | 14.6 | 4.082 | 2066.40464 |
| 4 | 2.25 | 5.4 | 1.125 | 2.7 | 12 | 14.05 | 5.126 | 2403.56616 |
| 5 | 4.9 | 5.4 | 2.45 | 2.7 | 26 | 14.05 | 52.942 | 5276.2122 |
| 6 | 4.9 | 4.3 | 2.45 | 2.15 | 21 | 14.6 | 42.158 | 4533.43876 |
| 7 | 4.9 | 6.4 | 2.45 | 3.2 | 31 | 13.55 | 62.746 | 5820.52053 |
| 8 | 4.9 | 3.3 | 2.45 | 1.65 | 16 | 15.1 | 32.353 | 3719.27518 |
| 9 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 15.1 | 9.883 | 2492.91158 |
| 10 | 3.3 | 4.2 | 1.65 | 2.1 | 14 | 14.65 | 12.578 | 2987.2458 |
| 11 | 3.3 | 4.4 | 1.65 | 2.2 | 15 | 14.55 | 13.177 | 3087.0972 |
| 12 | 3.3 | 4.2 | 1.65 | 2.1 | 14 | 14.65 | 12.578 | 2987.2458 |
| 13 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 15.1 | 9.883 | 2492.91158 |
| 14 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 15.1 | 27.650 | 3526.46322 |
| 15 | 4.65 | 4.2 | 2.325 | 2.1 | 20 | 14.65 | 35.191 | 4226.76804 |
| 16 | 4.65 | 4.4 | 2.325 | 2.2 | 20 | 14.55 | 36.866 | 4368.29951 |
| 18 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 15.1 | 27.650 | 3526.46322 |
| 19 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 15.1 | 27.650 | 3526.46322 |
| 20 | 4.65 | 4.2 | 2.325 | 2.1 | 20 | 14.65 | 35.191 | 4226.76804 |

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

| | | | | | | | | |
|----|------|-----|-------|------|----|-------|--------|-------------------|
| 21 | 4.65 | 4.4 | 2.325 | 2.2 | 20 | 14.55 | 36.866 | 4368.29951 |
| 22 | 4.65 | 4.2 | 2.325 | 2.1 | 20 | 14.65 | 35.191 | 4226.76804 |
| 23 | 4.65 | 3.3 | 2.325 | 1.65 | 15 | 15.1 | 27.650 | 3526.46322 |
| 24 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 15.1 | 9.883 | 2492.91158 |
| 26 | 3.3 | 4.4 | 1.65 | 2.2 | 15 | 14.55 | 13.177 | 3087.0972 |
| 27 | 3.3 | 4.2 | 1.65 | 2.1 | 14 | 14.65 | 12.578 | 2987.2458 |
| 28 | 3.3 | 3.3 | 1.65 | 1.65 | 11 | 15.1 | 9.883 | 2492.91158 |
| 29 | 4.9 | 5.4 | 2.45 | 2.7 | 26 | 14.05 | 52.942 | 5276.2122 |
| 30 | 4.9 | 4.3 | 2.45 | 2.15 | 21 | 14.6 | 42.158 | 4533.43876 |
| 31 | 4.9 | 4.3 | 2.45 | 2.15 | 21 | 14.6 | 42.158 | 4533.43876 |
| 32 | 4.9 | 5.4 | 2.45 | 2.7 | 26 | 14.05 | 52.942 | 5276.2122 |
| 33 | 4.35 | 5.4 | 2.175 | 2.7 | 23 | 14.05 | 37.041 | 4674.02552 |
| 34 | 4.35 | 4.3 | 2.175 | 2.15 | 19 | 14.6 | 29.495 | 4016.65325 |
| 35 | 4.35 | 4.3 | 2.175 | 2.15 | 19 | 14.6 | 29.495 | 4016.65325 |
| 36 | 4.35 | 5.4 | 2.175 | 2.7 | 23 | 14.05 | 37.041 | 4674.02552 |
| | | | | | | | | 133134.396 |

Les inerties sont:

Sens xx : $I_x = 45695.081\text{m}^4$

Sens yy: $I_y = 133134.396\text{m}^4$

VII.6.5 Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G-E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q+E).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma}_s = 3.75$$

Les contraintes sous le Radier sont données par :

VII.6.5.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + Q + G_{bâtiment})$$

$$N = (897.72 + 7113.15) = 8010,87 \text{ t}$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

$S_{rad} = 664.65 \Rightarrow \sigma = N / S_{rad} = 12,05 < \bar{\sigma}_{sol} = 25 \text{ t/m}^2$ vérifiée.

VII.6.5.2 Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

| | N(MN) | M _x (MN) | M _y (MN) | e _x (m) | e _y (m) | L _x /4 | L _y /4 | Obs. |
|-----------------------------|-------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|----------|
| 0.8G + E_x | 46.62 | 47.15 | -74.43 | 1.01 | -1.60 | 8.375 | 5.275 | Vérifiée |
| 0.8G - E_x | 46.62 | 46.36 | -88.45 | 0.99 | -1.90 | 8.375 | 5.275 | Vérifiée |
| 0.8G + E_y | 46.62 | 54.12 | -81.04 | 1.16 | -1.74 | 8.375 | 5.275 | Vérifiée |
| 0.8G - E_y | 46.62 | 39.4 | -81.84 | 0.85 | -1.76 | 8.375 | 5.275 | Vérifiée |

Tableau. VII.5. Résultats de calcul de la stabilité du radier.

VII.6.5.3 Vérification de la compression sous (G+Q+E):

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

| | N(MN) | M _x (MN) | M _y (MN) | σ ₁ (MN) | σ ₂ (MN) | σ _m (MN) | Obs. |
|--------------------------|-------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------|
| G+Q+E_x | 68.48 | 69.02 | 112.62 | 0.1856 | 0.0205 | 0,144 | Vérifiée |
| G+Q-E_x | 68.48 | 69.02 | 126.65 | 0.1959 | 0.0102 | 0,149 | Vérifiée |
| G+Q+E_y | 68.48 | 75.99 | 119.23 | 0.1219 | 0.1011 | 0,117 | Vérifiée |
| G+Q-E_y | 68.48 | 61.27 | 120.05 | 0.1221 | 0.1011 | 0,117 | Vérifiée |

Tableau. VII.6. Résultats des calculs.

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

Conclusion : La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VII.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

VII.7.1 Méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A93.

ELU :

$$q_u = (1.35.N_u + P_{rad}) / S_{rad}$$
$$= (97561,35 + 897,72) / 664.65$$

$$q_u = 14,9 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = (N_s + P_{rad}) / S_{rad}$$
$$= (71131,51 + 897.72) / 664.65$$

$$q_{ser} = 10.8 \text{ t/m}^2$$

➤ Si : $0 < \rho < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

➤ Si : $0.4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

1/ pour les panneaux de rive :

✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$

✓ Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

2/ pour les panneaux intermédiaires :

- ✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.75M_0$
- **Ferraillage longitudinal** : le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.
- **Ferraillage transversal** : les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
 - ✓ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
 - ✓ $V_u \leq 0.07f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

VII.7.2 Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.9 \text{ m}$$

$$L_y = 5.42 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y$$

$$\rho = 0.904 \text{ (la dalle porte dans les deux sens)}$$

VII.7.2.1 Calcul des valeurs de μ_x et μ_y :

$$\mu_x = 0.511$$

$$\mu_y = 0.831$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

ELU :

| panneau | l_x (m) | l_y (m) | ρ | μ_x | μ_y | M_{ox} (t.m) | M_{oy} (t.m) |
|---------|-----------|-----------|--------|---------|---------|----------------|----------------|
| travée | 4.9 | 5.42 | 0,904 | 0,051 | 0,831 | 13.71 | 11.39 |
| appuis | 4.9 | 5.42 | 0,904 | 0,051 | 0,831 | 9.14 | 7.6 |

ELS :

| panneau | l_x (m) | l_y (m) | ρ | μ_x | μ_y | M_{ox} (t.m) | M_{oy} (t.m) |
|---------|-----------|-----------|--------|---------|---------|----------------|----------------|
| Travée | 4.9 | 5.42 | 0,904 | 0,051 | 0,831 | 9.93 | 8.25 |
| Appuis | 4.9 | 5.42 | 0,904 | 0,051 | 0,831 | 6.62 | 5.5 |

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

VII.7.2.2 Calcul des sections d'armatures :

On a un état de fissuration considère comme préjudiciable donc Le ferrailage se fait à l'ELS.

Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$.

➤ **ELS :**

| | | Travée | Appui |
|----------------|------------------------|----------------|----------------|
| SENS XX | $A_{ser} (cm^2)/ml$ | 11.92 | 7.83 |
| | $A_{min}(cm^2)/ml$ | 5.34 | 5.34 |
| | $A_{adaptée}(cm^2)/ml$ | 8T14/ml | 8T12/ml |
| SENS YY | $A_{ser} (cm^2)/ml$ | 9.83 | 6.46 |
| | $A_{min}(cm^2)/ml$ | 5.34 | 5.34 |
| | $A_{adaptée}(cm^2)/ml$ | 7T14/ml | 8T12/ml |

Tableau. VII.7. Tableau de ferrailage du radier.

VII.7.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$$V_u = q_u * L/2 = 0,365MPa.$$

$$\tau_u = 0.81Mpa \leq 2,5 Mpa \quad \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

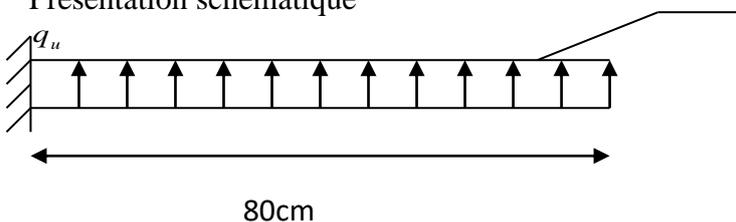
VII.8 Etude de débord du radier :

❖ Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L= 80$ cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre

$$B= 1 m \quad h= 90 cm \quad d= 0,9h = 0,81m$$

- Présentation schématique



Chapitre VII : Etude d'infrastructure

Fissuration préjudiciable

- **ELU :**

$$M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2} = 4.768 t.m$$

$$A_s = 3.07 \text{ cm}^2$$

- **ELS:**

$$M_{\max} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 3.456 t.m$$

$$A_s = 4.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 5.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s = \max(A_{su}, A_{sser}, A_{Smin})$.

$$A_{\min} = \max(A_{ser}, A_u, A_{\min}) \quad \text{donc} \quad A_s = 5.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit} \quad 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

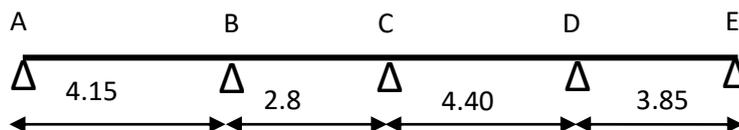
- **Conclusion :**

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis extérieurs.

Conclusion :

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

VII.9 Ferrailage de la nervure :



➤ ferrailage longitudinal :

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend: $L_x = 5,05\text{m}$.

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel Etabs.

Avec : $H_{\text{radier}} = h_1 = 0,9\text{m}$

$$B = 55 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

| Panneau | Nervure la plus sollicité | |
|--------------------------|---------------------------|-----------|
| | en travée | en appuis |
| Q _{ser} | 0,108 | 0,108 |
| M _{ser} (MN/ml) | 0,201 | 0,276 |
| A _s | 13.51 | 18.76 |
| Choix des barres | 4HA16 + 4HA14 | 10HA16 |
| A _s adopter | 14,19 | 20,11 |

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \text{ Fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{0,108 \times 4,9}{0,55 \times 0,9} = 1.06MPa \leq \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée.

➤ Espacement :

➤ D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{115}{4}; 12.20 \right\} = 24cm$$

$$\Rightarrow S_t = 25cm(\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45cm$$

$$\text{on prend : } S_t = 40cm (\text{zone courante})$$

D'après leCBA93'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40cm, a + 10cm\}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

$$S_t = \min \{15 \times 20; 40cm; 50 + 10cm\}$$

$$S_t \leq 30cm \Rightarrow s_t = 30cm$$

Chapitre VII : Etude d'infrastructure

b) Conclusion :

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

$$\text{Zone nodale : } S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t = 25\text{cm}$$

Les armatures transversales :

$$\text{C.B.A : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t = 0,4 \times 0,50 \times 0,16 / 400 = 0,8\text{cm}^2$$

✓ **RPA** : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 0,12 \times 0,50 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8

$$\mathbf{4HA8} \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2.$$

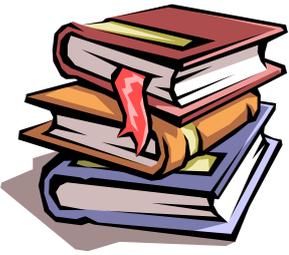
CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

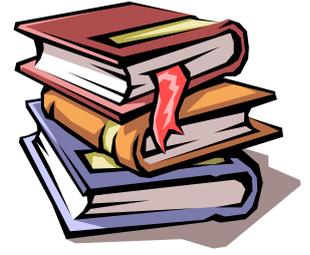
D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.



bibliographie

bibliographie



REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRES

-  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

-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sola contreventement mixte...ENTP
-  Eude d'un bâtiment en béton arme(rdc+ 9 étages + s/sol).....IGSMO