



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



N° d'ordre : M2...../GC/2021

Mémoire

Présenté pour obtenir le diplôme de

Master II en Génie civil

Thème

**Etude d'un bâtiment sous sol +RDC+12étage a usage
d'habitation et commercial**

Présenté par :

1. Hammou fatma
2. Hartani nadjat

Soutenu : 13/07/2021 devant le jury composé de :

Président : Mr ZALMAT Yassine

Université de Mostaganem

Examineur : Mr BESSAIM Mohammed Mustapha

Université de Mostaganem

Encadreur : Mr BAHAR Sadek

Université de Mostaganem

Année Universitaire : 2020 / 2021

Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr : BAHAR .S de nous avoir prisent charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.


Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.


A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vivent sincère reconnaissant.

Dédicaces

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

 *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*

 *A toute ma famille sans exception.*

 *A tous mes amis et toute la promotion de master2 génie civil.*

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني والتجاري يتكون من بدروم ودور أرضي على (12) طابق بولاية وهران. تم تصنيف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لإصدار RPA99 2003. استخدام لوائح التصميم الجديدة وفحوصات الخرسانة المسلحة

(RPA99V2003) و B.A.E.L91 معدل (99) ، تتكون هذه الدراسة من سبعة أجزاء:

الدراسة الفنية: جمعت عدة فصول (عامة حول الأثرعة والألواح ، عرض المشروع ، التحجيم المسبق للأحمال وخفضها ، دراسة العناصر الثانوية ، الدراسة الديناميكية ، دراسة العناصر الإنشائية ، دراسة البنية التحتية).

معدل 99 BAE L91 معدل 2003 ، RPA99 الكلمات الرئيسية: بناء ، خرسانة مسلحة ، روبوت ،

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (12) étages, implanté à la wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de sept parties :

Etude technique : regroupe plusieurs chapitres (Généralité sur Les voiles et les dalles, présentation du projet, le pré dimensionnement et la descente des charges, étude des éléments secondaires, étude dynamique, étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (12) floors, located in the wilaya of Oran. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of seven parts:

General on walls and slabs , presentation of the project , pre dimensioning and the lowering loads , the study of secondary elements (staircase , accretion , elevator) , dynamique study , study of structural elements ,study of infrastructure , then economies' study . The calculation is done taking into account the rules of calculation and verification of the reinforced concrete RPA99V2003 and BAEL91 modified 99.

Key words: Building. Reinforced concrete, Robot, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

SOMMAIRE

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

La liste des figures

La liste des tableaux

La liste des notations

Introduction générale 1

Chapitre 01 : Généralité sur Les voiles et les dalles

1.1. Introduction 3

1.2. Définition des murs porteurs (Les voiles) 3

1.3. Classification des types de voiles 3

1.4. Classification des structures avec voiles 4

1.5. Rôles des voiles de contreventement 6

1.6. Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles 6

1.6.1. Caractéristiques géométrique 6

1.6.2. Longueur de flambement 7

1.6.3. Caractéristiques mécanique 8

1.7. Les planchers en béton armé (Dalles) 8

1.7.1. Les dalles pleines en béton armé 9

1.7.2. Dalles coulées en place 11

1.7.2.1. Disposition des armatures 11

1.7.2.2. Mise en œuvre du béton. 11

1.7.3. Les dalles champignons 11

Chapitre 02 : Présentation du projet

2.1. Présentation de l'ouvrage 14

2.2. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) 14

2.3. Les éléments de l'ouvrage 14

2.4. Hypothèses de calcul 17

| | |
|--|-----------|
| 2.4.1. Etats limites ultimes (ELU) | 17 |
| 2.4.2. Etats limites de service (ELS) | 17 |
| 2.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux | 18 |
| 2.5.1. Le béton | 18 |
| 2.5.2. Acier | 21 |
| | 24 |
| 2.6. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites | |
| 2.7. Hypothèses de calcul | 24 |
| 2.8. Les plans architecture de projet | 25 |
| Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments | |
| 3.1. Introduction | 29 |
| 3.2. Plancher (dalle pleine) | 29 |
| 3.3. Les voiles | 30 |
| 3.4. Les Poutres | 31 |
| 3.5. La bande noyée (Poutre noyée) | 32 |
| 3.6. Descente Des Charges | 33 |
| 3.7. Conclusion | 38 |
| Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux | |
| 4.1. Introduction | 40 |
| 4.2. Etude d'acrotère | 40 |
| 4.3. Etude des balcons : | 50 |
| 4.4. Etude escalier | 55 |
| 4.5. Calcul de la salle machine | 75 |
| Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA | |
| 5.1. Introduction | 85 |
| 5.2. Choix de la méthode de calcul | 85 |
| 5.2.1. Méthode statique équivalente | 85 |
| 5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale | 86 |
| 5.2.3. Méthode d'analyse dynamique | 86 |
| 5.3. Méthode modale spectrale | 86 |
| 5.3.1. Principe | 86 |
| 5.3.2. Domaine d'application | 86 |
| 5.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse | 86 |

| | |
|---|-----------|
| 5.4.Poids total de la structure | 90 |
| 5.5.Modélisation de la structure | 90 |
| 5.5.1. Position des voiles | 90 |
| 5.6.Calcul de la force sismique totale | 92 |
| 5.7.Résultats de calcul | 93 |
| 5.8.Evaluation des excentricités | 94 |
| 5.9.Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente | 95 |
| 5.10. Vérification des déplacements inter étage | 95 |
| 5.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$ | 96 |
| 5.12. Calcul de la force sismique selon la hauteur | 97 |
| 5.13. Conclusion | 98 |

Chapitre 06: Etude des éléments structuraux

| | |
|--------------------------------|------------|
| 6.1. Introduction | 100 |
| 6.2. Les planchers | 100 |
| 6.3. Etude du Les voile | 114 |
| 6.3. Voile périphérique | 124 |
| 6.5. Poutre | 129 |

Chapitre 07 : Etude de l'infrastructure

| | |
|--|------------|
| 7.1. Introduction | 139 |
| 7.2. Choix du type de fondation | 139 |
| 7.3. Étude du radier | 140 |
| 7.4. Dimensionnement des poutres | 143 |
| 7.5. Détermination des sollicitations | 144 |
| 7.6. Combinaison d'action | 144 |
| 7.7. Vérification de l'effet de sous pression | 145 |
| 7.8. Ferrailage du radier | 146 |
| 7.9. Ferrailage du débordement | 155 |
| 7.10. Conclusion | 156 |
| Conclusion générale | 158 |

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01 : Généralité sur Les voiles

| | |
|---|-----------|
| Figure 1.1 : Mur voile en Béton Armée | 3 |
| Figure 1.2 : Différent type des voiles | 4 |
| Figure 1.3 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs | 5 |
| Figure 1.4 : Structure a noyau central | 5 |
| Figure 1.5: Structure uniquement a murs porteurs. | 6 |
| Figure 1.6 : Voile pleine | 7 |
| Figure 1.7: Coupe de voile en élévation | 8 |
| Figure 1.8: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage | 8 |
| Figure 1.9 : Plancher en béton arme (dalles) | 9 |
| Figure 1.10 (a, b, c, d, e, f) | 10 |
| Figure 1.11 : Disposition des armatures dans les dalles | 11 |
| | 12 |
| Figure 1.12 : Plancher champignon | 12 |
| Figure 1.13: Les dalles champignons | 12 |

Chapitre 02 : Présentation du projet

| | |
|--|-----------|
| Figure 2.1: Vue sur la situation du Site étudié | 14 |
| Figure 2.2: Plancher dalle pleine | 15 |
| Figure 2.3: Schéma d'un ascenseur mécanique | 16 |
| Figure 2.4 : Dimension de l'acrotère | 16 |
| Figure 2.5 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU | 20 |
| Figure 2.6 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS | 20 |
| Figure 2.7 : Diagramme contrainte déformation | 23 |
| Figure 2.8: Plan de masse de la structure | 25 |
| Figure 2.9: vue en plan niveaux RDC de la structure | 26 |
| Figure 2.10: vue en plan niveaux étage courant de la structure | 26 |
| Figure 2.11: vue en plan de la façade principale de la structure et Coupe A-A de la structure | 27 |

Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments

| | |
|--|-----------|
| Figure 3.1 : plancher dalle pleine | 29 |
| Figure 3.2 : Dalle pleine | 30 |
| Figure 3.3: Coupe de voile en élévation | 31 |

| | |
|---|-----------|
| Figure 3.4 : Dimensions de poutres | 31 |
| Figure 3.5 : Poutre noyée | 32 |
| Figure 3.6 : Plancher terrasse inaccessible | 33 |
| Figure 3.7: Section transversale d'un plancher | 34 |
| Figure 3.8: Section transversale d'un plancher | 34 |
| Figure 3.9 : Plancher balcon | 39 |
| Figure 3.10 : Coupe vertical de mur extérieur | 39 |
| Chapitre04 : Etude des éléments non structuraux | |
| Figure 4.2.1: coupe transversal de l'acrotère | 40 |
| Figure 4.2.2 : Schéma Statique de l'acrotère | 41 |
| Figure 4.2.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée | 42 |
| Figure 4.2.4 : schémas de ferrailage d'acrotère | 47 |
| Figure 4.3.1 : Schéma statique de calcul à l'ELU | 48 |
| Figure 4.3.2 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU | 49 |
| Figure 4.3.3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU | 49 |
| Figure 4.3.5: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS | 53 |
| Figure 4.3.6: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS | 53 |
| Figure 4.3.7 : plan de ferrailage des balcons. | 55 |
| Figure 4.4.1 : Différents éléments d'un escalier | 56 |
| Figure 4.4.2 : Schéma d'escalier sous charges | 59 |
| Figure 4.4.3: Schéma statique (ELU et ELS) | 59 |
| Figure 4.4.4 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU | 61 |
| Figure 4.4.5: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU | 61 |
| Figure 4.4.6 : Ferrailage des escaliers | 67 |
| Figure 4.4.7 : Schéma statique (ELU) | 68 |
| Figure 4.4.8: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU | 68 |
| Figure 4.4.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU | 69 |
| Figure 4.4.10: Schéma statique (ELS) | 73 |
| Figure 4.5.1 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment | 75 |
| Figure 4.5.2: schéma statique de la salle machine | 76 |
| Figure 4.5.3 : ferrailage de dalle pleine du hall d'ascensur | 83 |
| Figure 4.5.4 :plan de ferrailage de la dalle triangulaire | 83 |

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA

| | |
|--|-----------|
| Figure 5.1: 1 ère disposition des voiles | 91 |
| Figure 5.2: 2ème disposition des voiles | 91 |
| Figure 5.3: Vue de la structure modélisée | 92 |

Chapitre 06: Etude des éléments structuraux

| | |
|---|------------|
| Figure 6.2.1 : Plancher en béton arme (dalles) | 100 |
| Figure 6.3.1 : Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L= 4.40m | 123 |
| Figure 6.3.1 : Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L= 1.60m | 123 |
| Figure 6.4.1 : Schéma statique d'une voile périphérique | 125 |
| Figure 6.5.1 :Schémas de ferrailage des poutres (22 x55) cm ² | 137 |
| Figure 6.5.2 :Schémas de ferrailage des poutres (30 x 60) cm ² | 137 |

Chapitre 07 : Etude de fondation

| | |
|--|------------|
| Figure7.1 :Dimension du radier | 143 |
| Figure 1 :Section transversale des nervures dans les deux sens | 143 |
| Figure 7.3 : Ancrage de la structure | 145 |
| Figure 2 :Les sollicitations sur la dalle | 146 |
| Figure 7.5 : Schéma statique du débordement | 155 |
| Figure 7.6: Section de calcul | 155 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 02 : Présentation du projet

| | |
|---------------------------------------|-----------|
| Tableau 2.1: Dimension de plan | 14 |
|---------------------------------------|-----------|

Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments

| | |
|---|-----------|
| Tableau 3.1 : Plancher Terrasse Inaccessible | 33 |
|---|-----------|

| | |
|---|-----------|
| Tableau 3.2 : Plancher étage courant | 34 |
|---|-----------|

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| Tableau 3.3 : Plancher RDC | 35 |
|-----------------------------------|-----------|

| | |
|--|-----------|
| Tableau 3.4 : Plancher SOUS-SOL | 35 |
|--|-----------|

| | |
|----------------------------|-----------|
| Tableau 3.5: Balcon | 36 |
|----------------------------|-----------|

| | |
|---|-----------|
| Tableau 3.6: Murs extérieurs (double parois) | 37 |
|---|-----------|

| | |
|-------------------------------------|-----------|
| Tableau 3.7 : Murs intérieur | 37 |
|-------------------------------------|-----------|

| | |
|---|-----------|
| Tableau 3.8 : Les charges de la paillasse | 38 |
|---|-----------|

| | |
|-------------------------------------|-----------|
| Tableau 3.9 : Les charges de Palier | 38 |
|-------------------------------------|-----------|

Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux

| | |
|---|-----------|
| Tableau 4.1 : Les charges de la paillasse | 57 |
|---|-----------|

| | |
|-------------------------------------|-----------|
| Tableau 4.2 : Les charges de Palier | 58 |
|-------------------------------------|-----------|

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA

| | |
|---|-----------|
| Tableau 5.1: Pénalités du facteur de qualité | 88 |
|---|-----------|

| | |
|---|-----------|
| Tableau 5.2: Taux de participation modale | 93 |
|---|-----------|

| | |
|--|-----------|
| Tableau 5.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage | 94 |
|--|-----------|

| | |
|--|-----------|
| Tableau 5.4: les forces sismiques des deux directions | 95 |
|--|-----------|

| | |
|--|-----------|
| Tableau 5.5: Vérification des déplacements inter étage selon X et Y. | 95 |
|--|-----------|

| | |
|--|-----------|
| Tableau 5.6: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX | 96 |
|--|-----------|

| | |
|--|-----------|
| Tableau 5.7: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY | 97 |
|--|-----------|

| | |
|---|-----------|
| Tableau 5.8 : disposition de la force sismique | 98 |
|---|-----------|

Chapitre 06: Etude des éléments structuraux

| | |
|--|------------|
| Tableau 6.1: La valeur des moments de chaque niveau | 105 |
|--|------------|

| | |
|---|------------|
| Tableau 6.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS) | 110 |
|---|------------|

| | |
|---|------------|
| Tableau 6.3 : sollicitation des voiles | 111 |
|---|------------|

| | |
|--|------------|
| Tableau 6.4 Ferrailage des voiles | 114 |
|--|------------|

| | |
|---|------------|
| Tableau 6.5 : Vérification des contraintes de cisaillement | 114 |
|---|------------|

| | |
|--|------------|
| Tableau 6.6 : sollicitation des voiles | 115 |
| Tableau 6.7 : Ferrailage des voiles | 118 |
| Tableau 6.8 : Vérification des contraintes de cisaillement | 118 |
| Tableau 6.9 : Détermination des moments fléchissant du mur voile. | 121 |
| Tableau 6. 10 : Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Robot | 125 |
| Tableau 6. 11:Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Robot | 129 |
| Tableau6.12:Ferrailage des poutres | 132 |

Chapitre 07 : Etude de fondation

| | |
|---|------------|
| Tableau 7.1. : Les différentes sollicitations sur le radier | 144 |
| Tableau 7.2:Détermination des moments fléchissant du radier | 146 |

Liste des notations

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.
 f_{cj} : Résistance à la compression.
 f_{tj} : Résistance à la traction.
 E_{ij} : Déformations instantanées.
 E_{vj} : Déformations différées.
 ν : Coefficient de poisson.
 τ_u : Contrainte admissible de cisaillement.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement.
 f_{bc} : Contrainte de calcul.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
G : Action permanente.
Q : Action d'exploitation.
E : Action accidentelle.
A : Facteur d'accélération de la zone.
 C_p : Facteur de la force horizontale.
 E_s : Module d'élasticité longitudinal.
 β : Valeur du coefficient de pondération.
W : Poids total de la structure.
 W_{Gi} : Poids de la charge permanente.
 W_{Qi} : Poids de la charge d'exploitation
N : Effort normale.
T : Effort tranchant.
R : Coefficient de comportement de la structure.
Q : Facteur de qualité.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_s : Moment à l'état limite service.
 M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

A_{st} : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

μ_u : Moment ultime réduit.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

g : Accélération de la pesanteur.

δ_k : Déplacement relatif.

δ_{ek} : Déplacement du aux force sismique.

Δ_k : Déplacement admissible.

Introduction générale.

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 10 étages, à usage d'habitation, dont la forme en plan est irrégulière.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ROBOT), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.
- Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

Chapitre 01 :
Généralité sur Les
voiles et les dalles

1.1. Introduction :

L'utilisation des voiles en béton armée (mur porteur) comme des éléments porteurs pour les constructions parasismiques deviennent de plus en plus fréquents la raison est que les murs de contreventements, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales et sont particularité de prendre les efforts horizontaux, ont une grande capacité de dissipation énergie lors d'un évènement sismique.

1.2. Définition des murs porteurs (Les voiles) :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

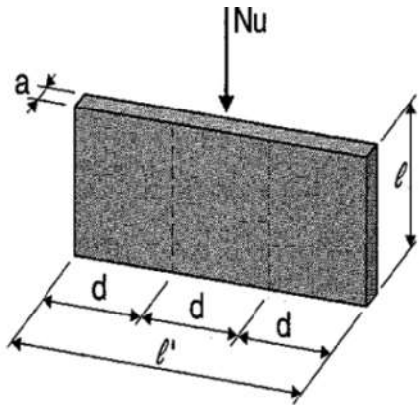
Les « **MURS PORTEURS** » sont des murs destinés à supporter la structure des planchers d'un bâtiment. Ils constituent le squelette de ce dernier, et reposent sur ses fondations.



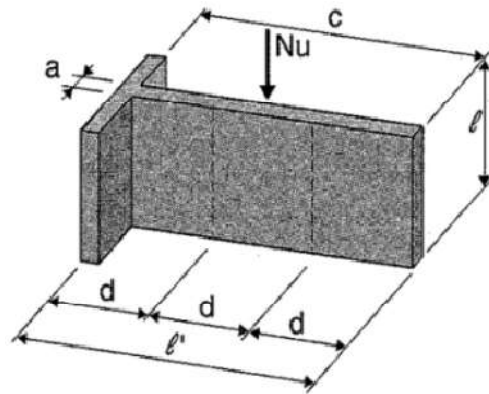
Figure 1.1 : Mur voile en Béton Armée

1.3. Classification des types de voiles :

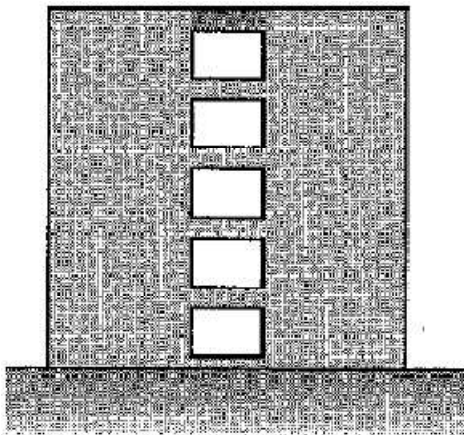
- Voile pleine ou -voile sans raidisseur (Figure 2a)
- voile avec raidisseur (Figure 2b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure 2c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure 2d)



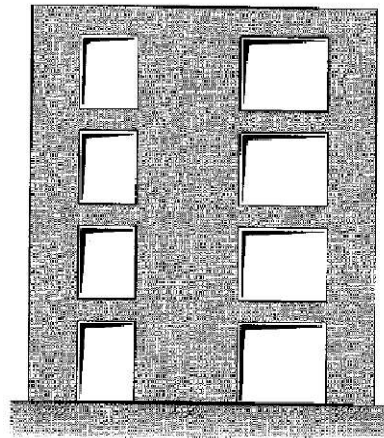
a-Voile sans raidisseurs.



b-voile avec raidisseur.



c- Voile avec une seule file d'ouverture.



d-Voile avec plusieurs files d'ouverture.

Figure 1.2 : Différent type des voiles

1.4. Classification des structures avec voiles :

Vue la grande variété des constructions à voiles de contreventements, on peut fournir une classification pratique de ces constructions. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

- structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques (Figure 3),
- structures à noyau central (Figure 4),
- structures uniquement à murs porteurs (Figure 5).

Le type des voiles illustré dans la Figure 3, le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales.

Dans la figure 4, un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la Figure 4.

Dans la figure 5, les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges Verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.

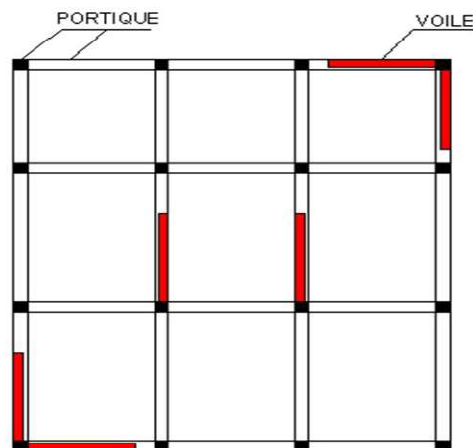


Figure 1.3 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs.

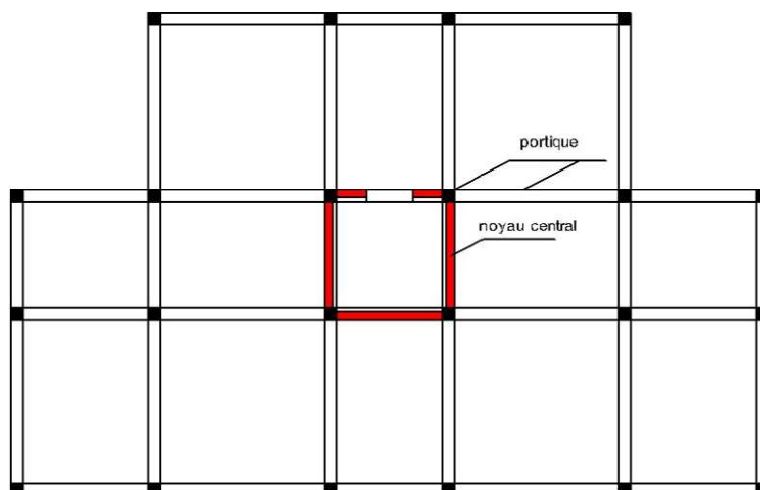


Figure 1.4 : Structure a noyau central.

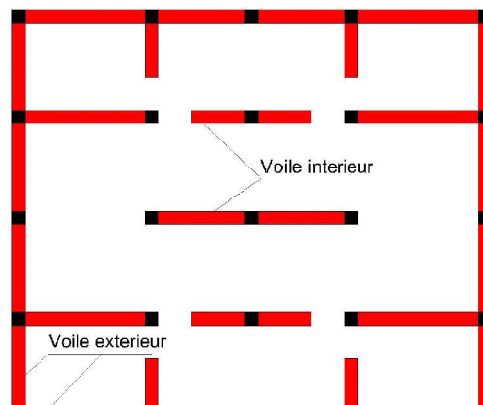


Figure 1.5: Structure uniquement a murs porteurs.

1.5. Rôles des voiles de contreventement :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003.

La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôle à Savoir :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

1.6. Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles :

1.6.1. Caractéristiques géométrique :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base, (Figure 6).

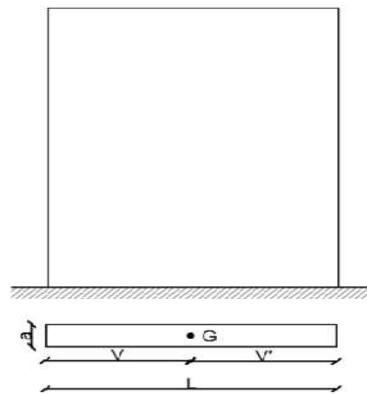


Figure 1.6 : Voile pleine.

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques de la structure. D'après le règlement RPA, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur Libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a > h_e/20$$

$$L > a \cdot 4$$

L'épaisseur minimale $a_{\min} = 15$ cm.

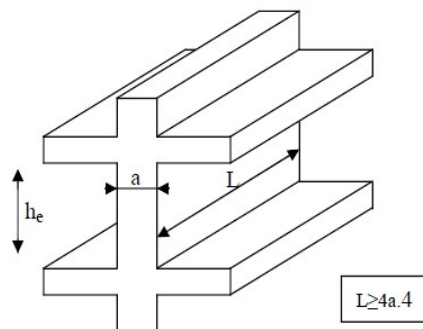


Figure 1.7: Coupe de voile en élévation.

1.6.2. Longueur de flambement :

➤ Voile non raidis latéralement

La longueur de flambement L_f en fonction de la hauteur libre L du voile entre nus de plancher

- $L_f = 0,81$ voile encastré en tête et en pied avec un plancher de part et d'autre.
- $L_f = 0,851$ voile encastré d'un seul côté.
- $L_f = 1$ voile articulé en tête et en pied.

1.6.3. Caractéristiques mécanique

La Figure 8 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales (pourcentage ρ_v), d'armatures horizontales (pourcentage ρ_h). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

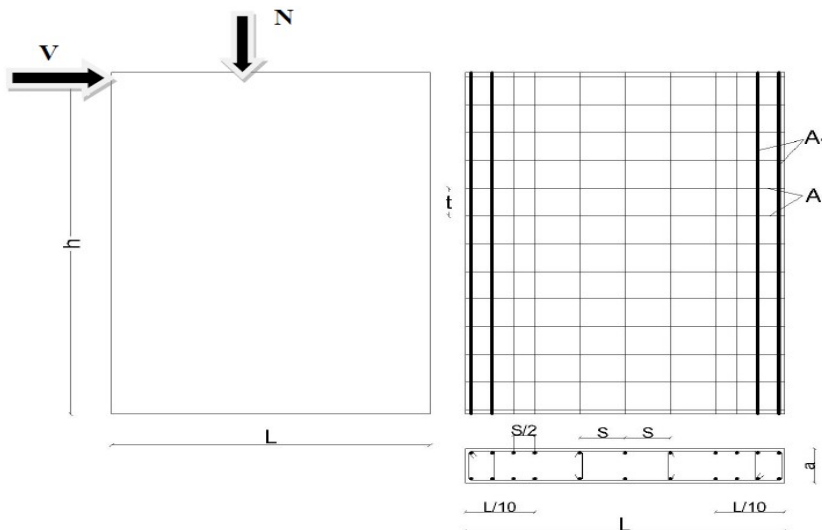


Figure 1.8: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

1.7. Les planchers en béton armé (Dalles) :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments (Figure 1.8).

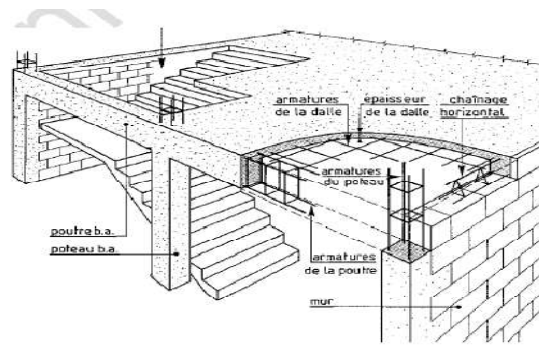


Figure 1.9: Plancher en béton armé (dalles)

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage) ; Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) ; Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

Dans la suite on expose les trois types de planchers les plus répandus.

1.7.1. Les dalles pleines en béton armé :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs (Figure 1. 10(a, b, c, d)).

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- de résistance à la flexion : $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et $1/40$ à $1/50$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.
- d'isolation acoustique : ≥ 16 cm
- de rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;
- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

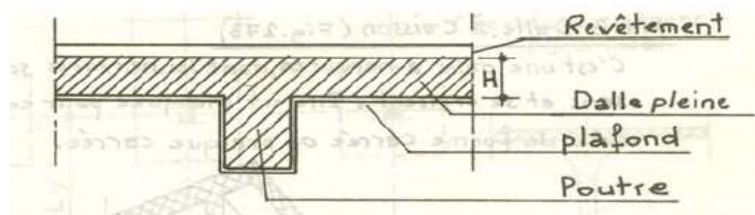
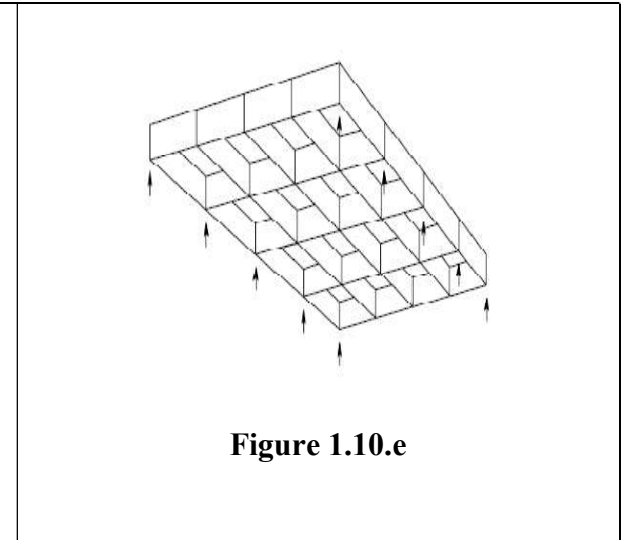
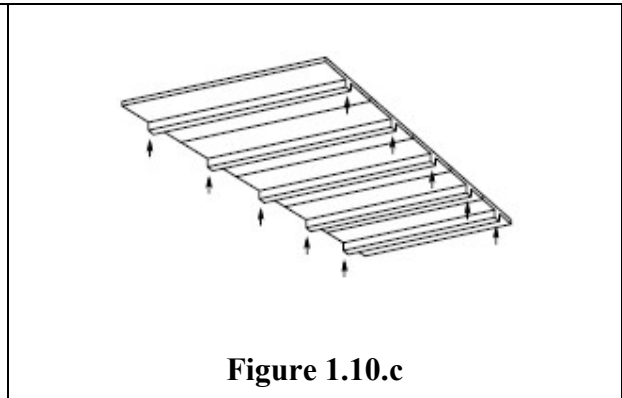
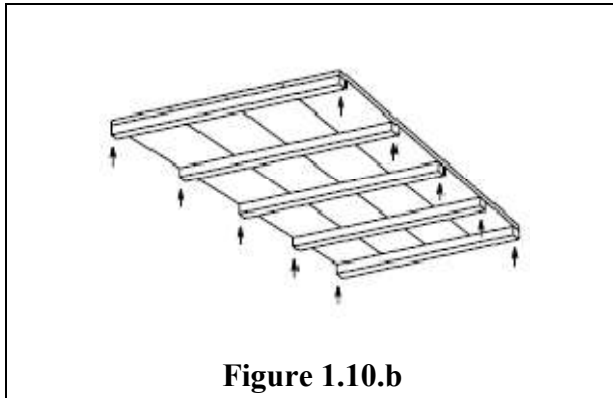


Figure 1.10.a



La dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle est un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles. Les ouvertures nécessitées par le passage de conduites électriques ou de tuyauteries doivent être prévues et tracées sur le plan de coffrage avant la réalisation.

1.7.2. Dalles coulées en place :

1.7.2.1. Disposition des armatures (Figure 1.11) :

Les planchers sont généralement armés comme ci-dessous en fonction de leur chargement et des liaisons aux appuis.

- En zone courante: En partie basse, un treillis à calculer.
- Aux appuis: Des aciers en chapeau.
- Aux rives: un chaînage tout autour du plancher.

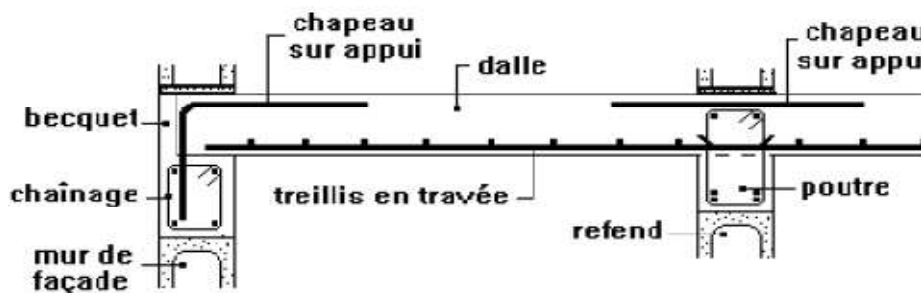


Figure 1.11 : Disposition des armatures dans les dalles.

1.7.2.2. Mise en œuvre du béton :

Avant la phase de coulage, on a positionné les armatures.

Le coffrage doit rester en place tant que le béton n'est pas assez résistant pour se tenir seul. Puis, après son démontage et pendant une vingtaine de jours, on laissera des étais sous la dalle afin d'éviter le fluage du béton.

1.7.3. Les dalles champignons :

C'est des dalles pleines reposant sur des points d'appuis isolés constitués par des poteaux et comme les poteaux ont la tête évasée, on les appelle dalle champignon. Ce type de dalle est adopté.

Lorsqu'on a besoin d'un espace libre important sans murs avec simplement les piliers et les planchers et lorsqu'on veut éviter la présence de poutres apparentes (Figure 1.12). Les poteaux disposés selon une trame régulière doivent cependant être implantés de manière à ce que la portée dans un sens ne dépasse pas 2 fois la portée dans l'autre sens.

Dans le cas de plancher champignon, l'évasement, c.à.d. l'augmentation progressive de la section du poteau en tête s'appelle chapiteau. Le chapiteau présente une forme homothétique à celle du poteau pour une distribution régulière des forces.

L'écartement des poteaux varie de 8 à 12 m dans chaque sens, et l'épaisseur de la dalle varie de 22 à 35 cm.

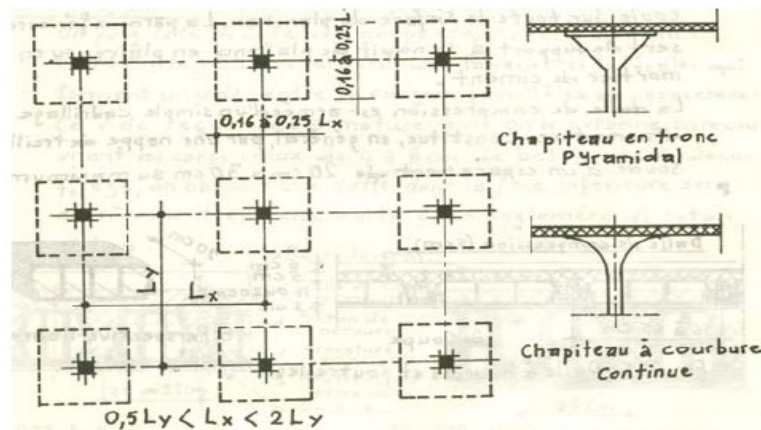


Figure 1.12 : Plancher champignon

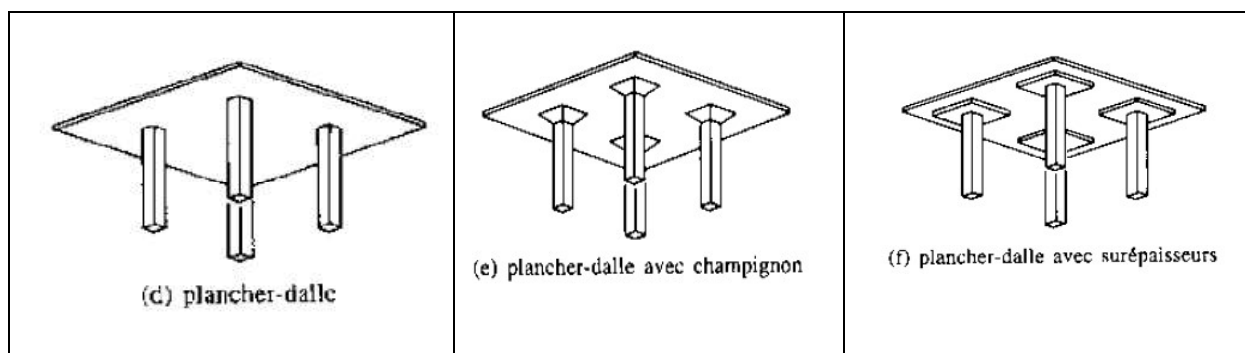


Figure 1.13 : Les dalles champignons.

Chapitre 02 : Présentation du projet

2.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste a un bâtiment a usage commerciale et d'habitation, composé d'un sous sol, et Rez de chaussée plus douze étages, implanté a ORAN, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Le sous sol a été utilisé come parking, RDC pour vocation commercial , les autres étages sont des logements d'habitation.



Figure 2.1: Vue sur la situation du Site étudié.

2.2. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

| | |
|-----------------------------|---------|
| Longueur totale du bâtiment | 13.50 m |
| Largeur totale du bâtiment | 26.10 m |
| Hauteur totale du bâtiment | 44.54 m |
| Hauteur du R.D.C | 4.76 m |
| Hauteur des étages courants | 3.06 m |
| Hauteur de sous-sol | 3.06 m |

Tableau 2.1: Dimension de plan

2.3. Les éléments de l'ouvrage :

2.3.1. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

2.3.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- dalle pleine avec des poutres noyées pour tous les étages.

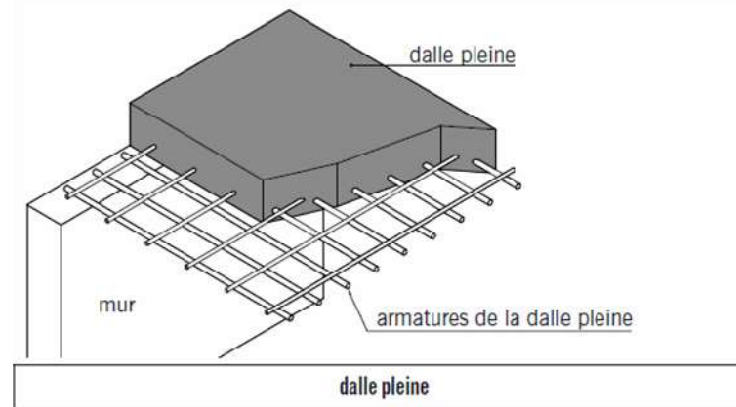


Figure 2.2: Plancher dalle pleine

2.3.3. Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place.

2.3.4. Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

2.3.5. Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

- Murs extérieurs :
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs:
 - Brique creuse de 10 cm.

2.3.6. Revêtement :

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

2.3.7. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

2.3.8. Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

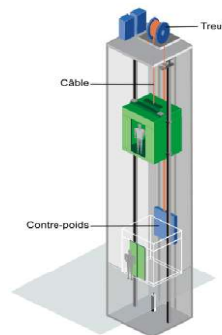


Figure 2.3: Schéma d'un ascenseur mécanique

2.3.9. Acrotères :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 100 cm de hauteur.

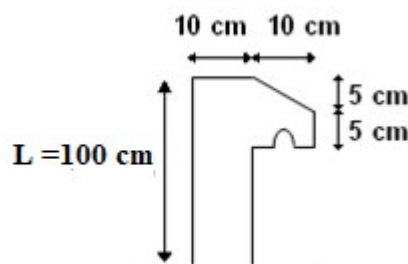


Figure 2.4 : Dimension de l'acrotère

2.3.10. Les fondations:

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type

du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par radier.

2.4. Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

2.4.1. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.
- **Hypothèses :**
 - Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 % et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

2.4.2. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.
- **Hypothèses :**
 - Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$), $n=15$: coefficient d'équivalence.

2.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

2.5.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

A titre indicatif le dosage courant par $1m^3$ est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
- Gravions : 800 L
- Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m^3
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

2.5.1.1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude on prend. $f_{c28}=25$ Mpa

2.5.1.2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

2.5.1.3. Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- 1. Module de déformation instantanée :** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa, Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- 2. Module de déformation différée :**

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

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa, Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

2.5.1.4. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu).$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson. (BAEL 91, art A.2.1,3).

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

2.5.1.5. Modèles de calcul :

- 1. A l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure 2.5, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentale} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

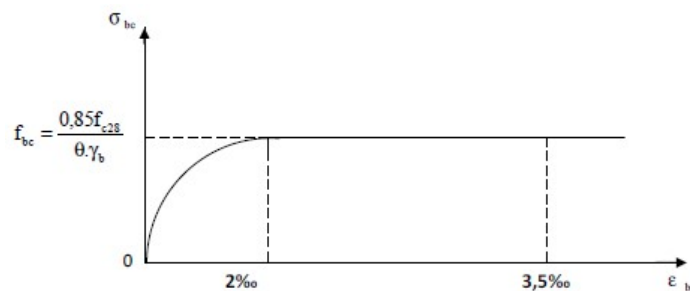


Figure 2.5 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

2. A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ (BAEL 91, art A.4.5)

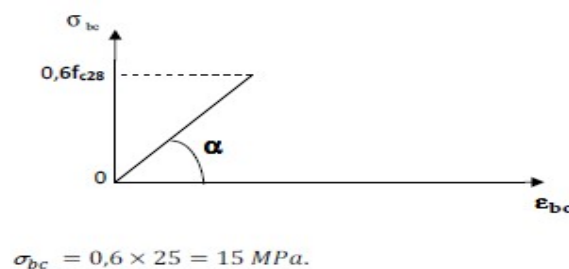


Figure 2.6 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

➤ Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

➤ **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_U = \min \left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

T_μ : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

➤ **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m s'il n'est pas armé.

2500 daN/m s'il est armé.

2.5.2. Acier :

2.5.2.1 Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

➤ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_x = 200000 \text{ MPa}$.
(BAEL 91, art A.2.2)

➤ **Coefficient de poisson des aciers :**

Il est pris égal $\nu=0,3$.

➤ **Contraintes limites :**

- **Contrainte limite ultime :** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \epsilon_s \geq \epsilon_L$

Avec :

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : σ_s limite élastique de l'acier utilisé ;

$$\text{D'où l'on aura : } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} & \text{situation normale.} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **État limite de service (E.L.S):**

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{array} \right.$$

➤ **Fissuration préjudiciable** : -

$$\sigma_s \leq \min \left(\left(\frac{2}{3} \right) f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (H.A)}$

$\sigma_s \leq 156,66 \text{ MPa (R.lisses)}$ avec $f_e = 235 \text{ MPa}$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min \left(\left(\frac{1}{2} \right) f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H.A)}$

$\sigma_s \leq 117,5 \text{ MPa}$ avec $f_e = 235 \text{ MPa}$

➤ **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est requise pour les aciers.

- **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2)

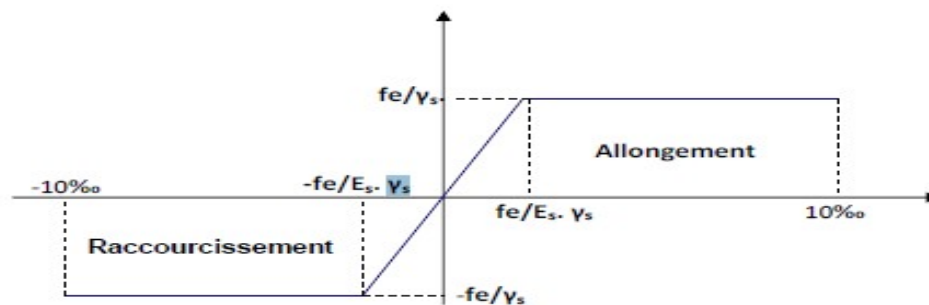


Figure 2.7 : Diagramme contrainte déformation.

- **Protection des armatures (BAEL 91, art A.7.2):**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

➤ **La réglementation utilisée :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

2.6. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

➤ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

➤ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$G+Q\pm E$$

$$G+Q\pm 1,2E$$

$$0,8G\pm E$$

Avec:

G: charge permanente

Q: charge d'exploitation

E: effort de séisme

2.7. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul utilisé dans cette étude sont :

2.7.1. Béton :

La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

2.7.2. Acier :

Armatures longitudinales : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Armatures transversales : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

2.8. Les plans architecture de projet :

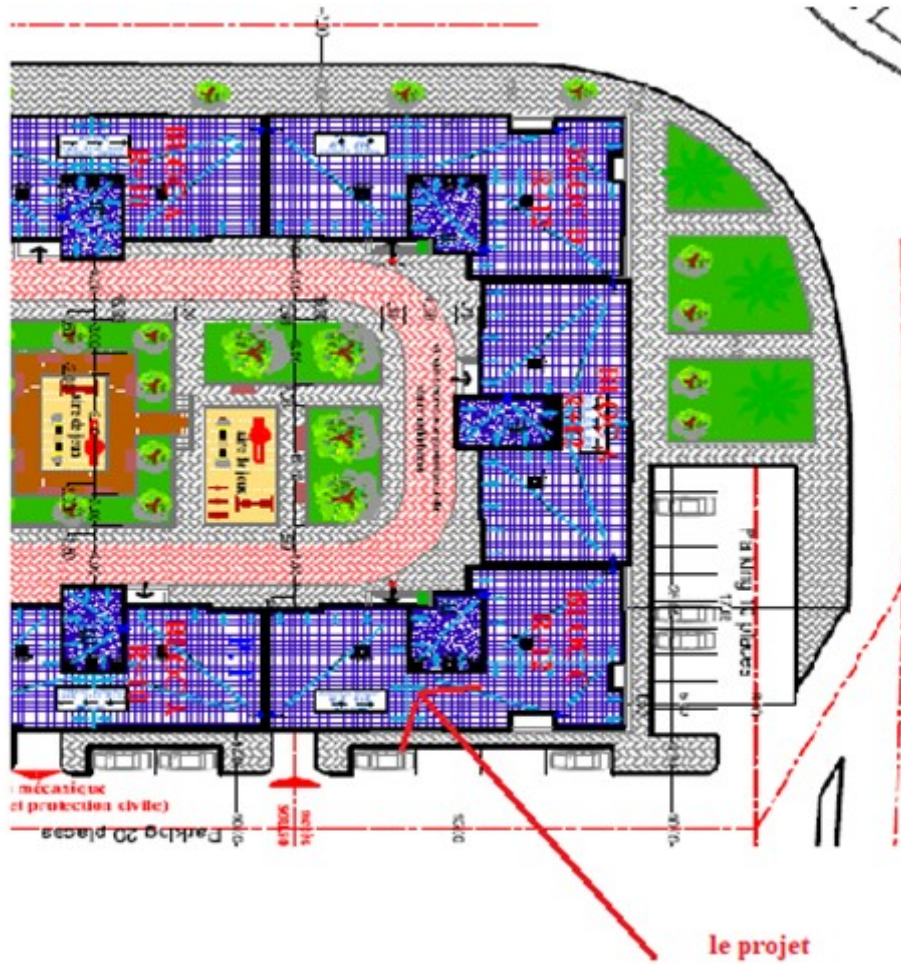


Figure 2.8: Plan de masse de la structure

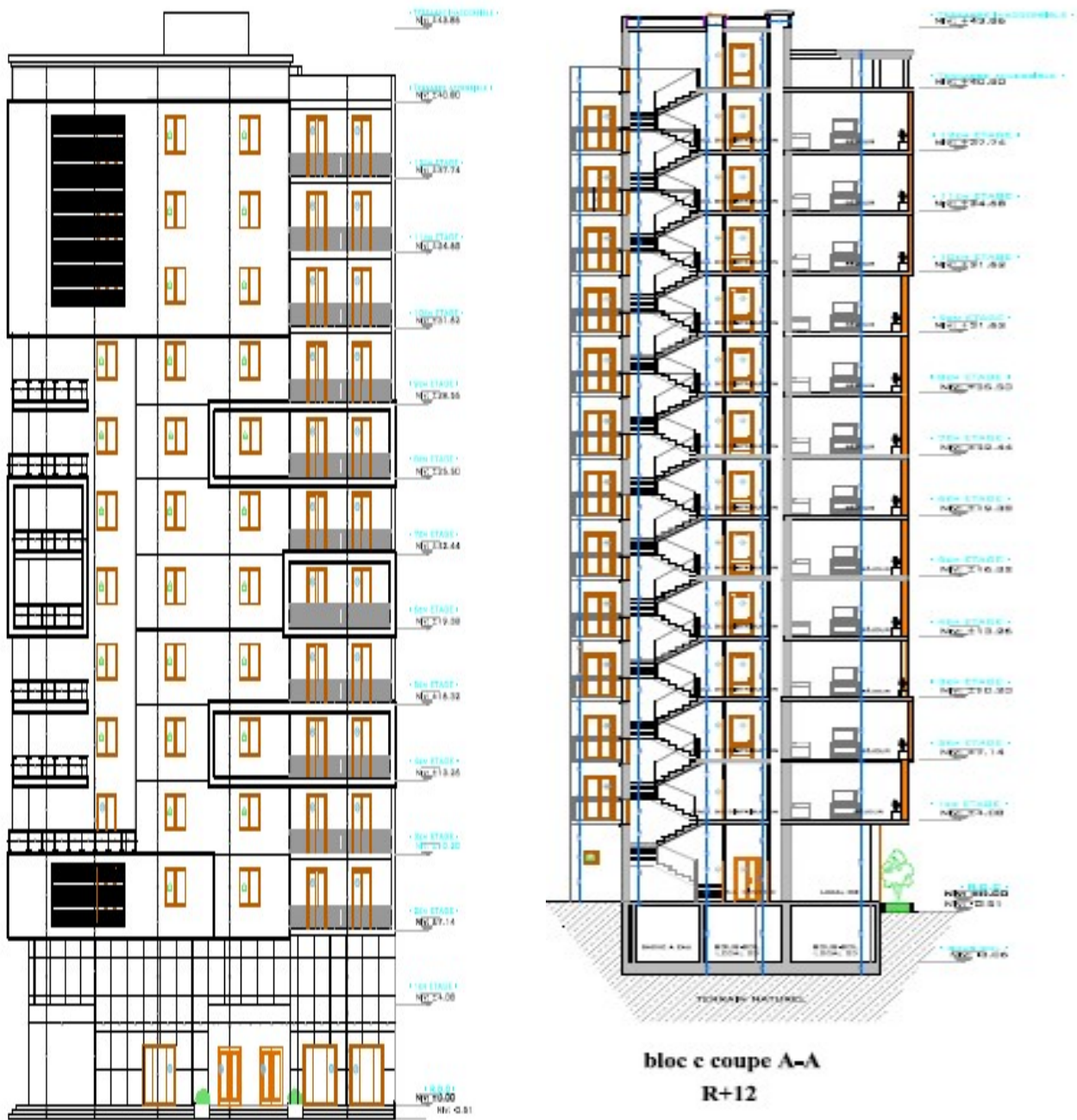


Figure 2.11: vue en plan de la façade principale de la structure et coupe A-A de la structure

Chapitre 03:

Pré dimensionnement des éléments

3.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs Pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

3.2. Plancher (dalle pleine) :

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

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- de résistance à la flexion :

1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

- d'isolation acoustique : ≥ 16 cm
- de rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;
- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

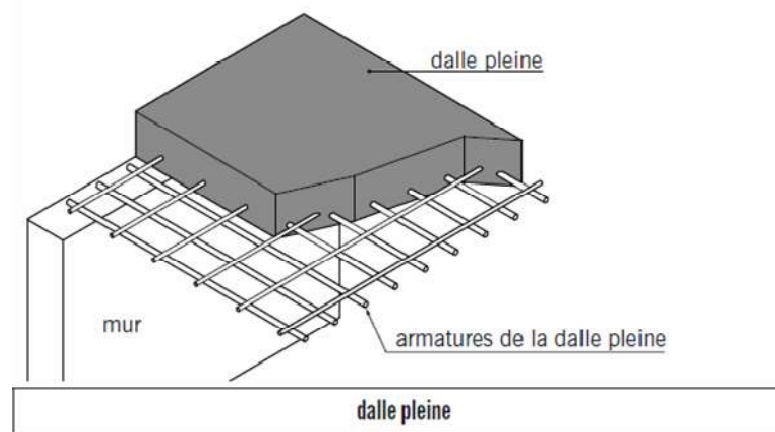


Figure 3.1 : plancher dalle pleine

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 470 \text{ cm} \\ L_y = 870 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$L_x/L_y = 470 / 870 = 0.54 \dots\dots\dots 0.54 < \rho < 1$, Dalle porteur dans les deux sens

- **Condition de la flèche :** $L_y = 470 \text{ cm}$; $L_x = 870 \text{ cm}$

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \dots\dots\dots (870/50) = 17.4 \leq e \leq (870/40) = 21.75$$

Donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

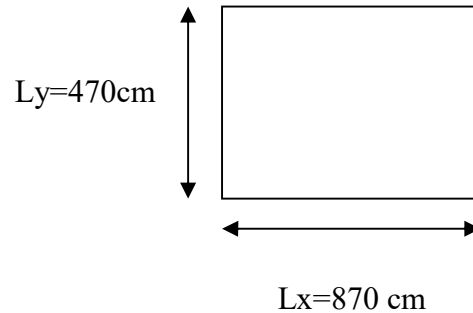


Figure 3.2 : Dalle pleine

3.3. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq h_e / 20.$$

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 3.3.

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)

h_e : Hauteur d'étage.

$$a \geq 388/20 = 19.4 \text{ cm on prend } a = 30 \text{ cm}$$

$$L \geq 4a \quad L \geq 4 * 30 = 120 \text{ cm}$$

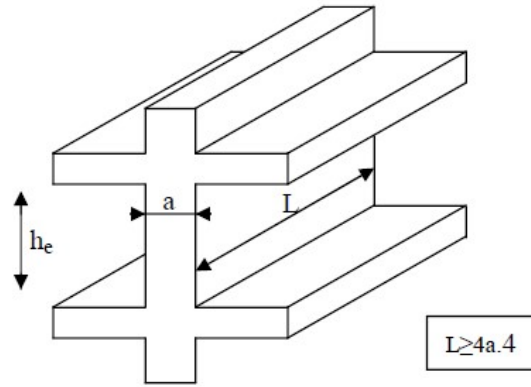


Figure 3.3: Coupe de voile en élévation.

3.4. Poutres :

3.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

- L : la portée de la poutre
- h: la hauteur de la poutre
- b : la largeur de la poutre

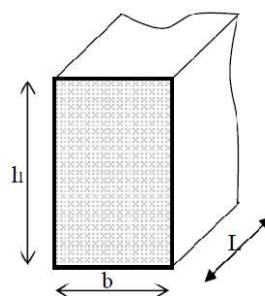


Figure 3.4 : Dimensions de poutres

3.4.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003

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

3.4.3. Critères de flèche

$L_{max} = 8.70 \text{ m}$

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{870}{15} \leq h \leq \frac{870}{10} \Rightarrow 58\text{cm} \leq h \leq 87 \text{ cm}$

Pour le choix de b:

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

$18 \leq b \leq 42$

On prendra : $h = 60 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

3.4.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 $h/b = 2 < 4$

} => les conditions sont vérifiées

Donc la section de la poutre principale est de dimension (30x60) cm²

3.5. La Bande Noyée (Poutre Noyée) :



Figure 3.5 : Poutre noyée

Poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher (sans retombée), La poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher, puisque les charges sont linéaire et suivant la longueur du mur et donc cette poutre.

Selon RPA 99 h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

On prend $h = 20 \text{ cm}$

$0.3 \cdot 20 \leq b \leq 0.7 \cdot 20$

$6 \leq b \leq 14$

$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 55 \geq 20$

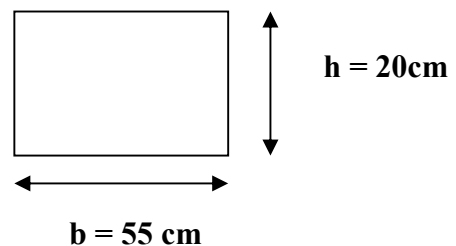
CV

$h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20$

CV

$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 20/55 = 0.36$

CV



$b = 55 \text{ cm}$

La poutre noyée.

3.6. Descente Des Charges :

3.6.1. Introduction:

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les Différents éléments de la Structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

3.6.2. Plancher Terrasse Inaccessible :

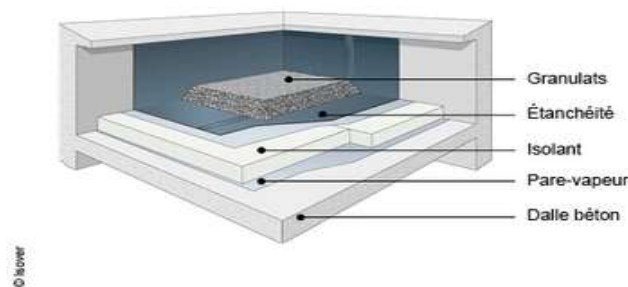


Figure 3.6 : Plancher terrasse inaccessible

A. Charges permanentes :

| Matériaux | E p (cm) | P (KN /m ³) | G (KN /m ²) |
|------------------------|----------|-------------------------|--|
| Protection gravillon | 0.05 | 20 | 1 |
| Etanchéité multicouche | 0.02 | 6 | 0.12 |
| Forme de pente | 0.05 | 22 | 1.1 |
| Isolation thermique | 0.04 | 4 | 0.16 |
| Dalle en BA | 0.20 | 25 | 5 |
| Enduit au plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| | | | G₁ = 7.58 KN/m² |

Tableau 3.1 : Plancher Terrasse Inaccessible

B. Surcharges d'exploitation :

Terrasse inaccessible: $Q_1=1 \text{ KN/m}^2$

3.6.3. Plancher Etage Courant :

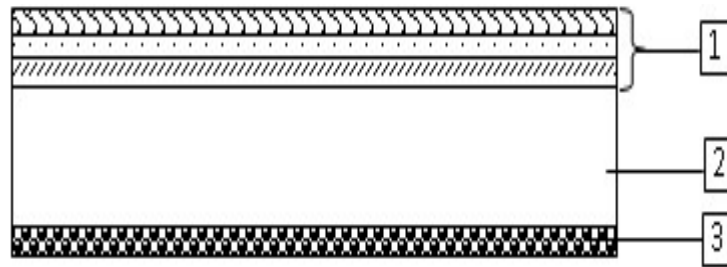


Figure 3.7: Section transversale d'un plancher

A. Charges permanentes :

| Matériaux | E p (cm) | P (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|--------------------|----------|------------------------|--|
| Dalle de sol | 0.01 | 12 | 0.12 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Dalle en BA | 0.20 | 25 | 5 |
| Cloisons intérieur | 0.1 | 10 | 1 |
| | | | G₂ = 6.32 KN/m² |

Tableau 3.2 : Plancher étage courant

B. Surcharge d'exploitation :

$Q_2 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

3.6.4. Plancher Rdc :

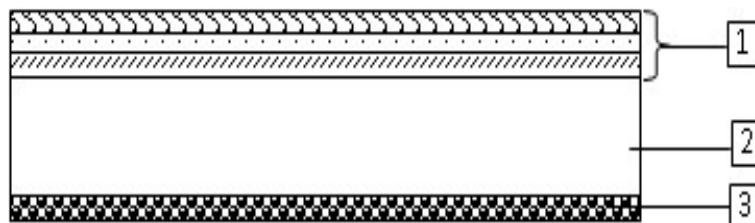


Figure 3.8: Section transversale d'un plancher

A. Charges permanentes :

| Matériaux | Ep (m) | P(KN/m ³) | G(KN/m ²) |
|----------------------|--------|-----------------------|---|
| Dalle de sol | 0.01 | 12 | 0.12 |
| Dalle pleine | 0.20 | 25 | 5 |
| Enduit au plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| cloisons intérieures | 0.1 | 10 | 1 |
| | | | G₃= 6.32 KN/m² |

Tableau 3.3 : Plancher RDC

B. Surcharge d'exploitation :

Q₃=5 KN/m²

3.6.5. Plancher Sous-sol :

A. Charges permanentes :

| Matériaux | Ep (m) | P (KN/m ³) | G(KN/m ²) |
|------------------|--------|------------------------|---|
| Charpe en béton | 0.04 | 20 | 0.8 |
| Dalle en BA | 0.20 | 25 | 5 |
| Enduit en ciment | 0.02 | 20 | 0.4 |
| | | | G₃= 6.20 KN/m² |

Tableau 3.4 : Plancher SOUS-SOL

B. Surcharge d'exploitation

Q₃=2,5 KN/m²

3.6.6. Balcon :

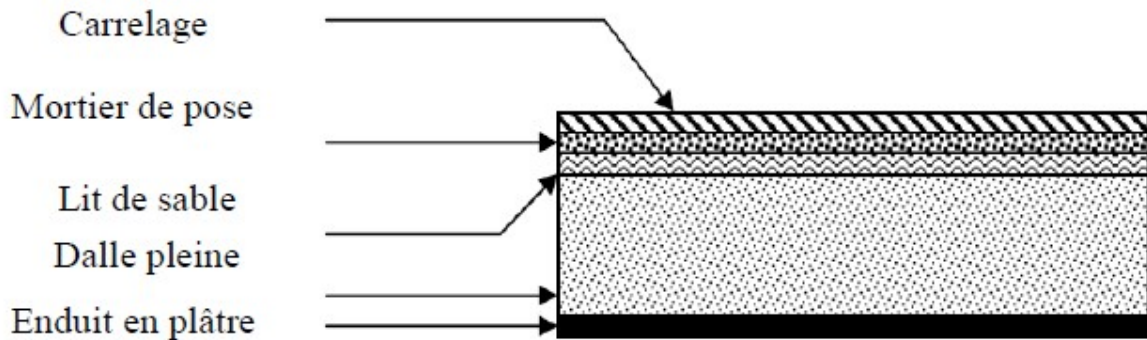


Figure 3.9 : Plancher balcon

A. Charges permanentes :

| Matériaux | Ep (m) | P (KN /m ³) | G (KN /m ²) |
|------------------|--------|-------------------------|---|
| Dalle de sol | 0.01 | 12 | 0.12 |
| Dalle en BA | 0.22 | 22 | 5 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| | | | G₂= 5.32 KN/m² |

Tableau 3.5: Balcon

B. Surcharge d'exploitation

$Q_3=3,5 \text{ KN/m}^2$

3.6.7. Mur Extérieure :

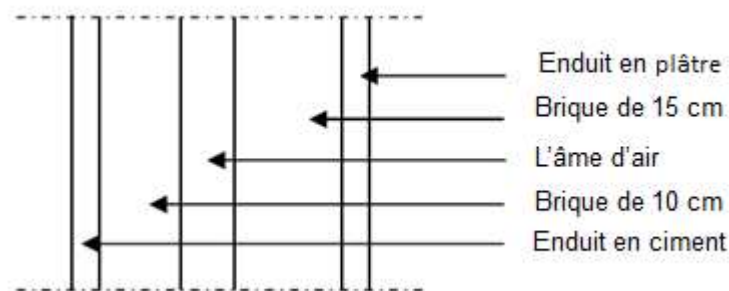


Figure 3.10 : Coupe verticale de mur extérieure

A. Charges permanentes :

| Matériaux | P (KN /m ³) | Ep (cm) | G (KN /m ²) |
|---------------------------|-------------------------|---------|--|
| Enduit en ciment | 10 | 0.2 | 0,4 |
| Parois en brique creuse | 9 | 0.15 | 1,35 |
| Lame d'air | - | 0.5 | 0,00 |
| Parois en briques creuses | 9 | 0.10 | 0,90 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 0.10 | 0.2 |
| | | | G₂= 2.85KN/m² |

Tableau 3.6: Murs extérieurs (double parois)

3.6.8. Mure Intérieur :

| Matériaux | P (KN /m ³) | Ep(cm) | G (KN /m ²) |
|------------------------------|-------------------------|--------|---|
| 1- Enduit en ciment | 20 | 0.2 | 0,4 |
| 2- Parois en briques creuses | 9 | 0.10 | 0,90 |
| 3-Enduit en plâtre | 0.02 | 0.10 | 0.2 |
| | | | G₂= 1.5KN/m² |

Tableau 3.7 : Murs intérieur

3.6.9. Escalier :

3.6.9.1. Volée (la paillasse):

| Désignation | p(KN/m ³) | Ep (m) | G(KN/m ²) |
|--|-----------------------|--------|-----------------------|
| Revêtement en marbre horizontal | 20 | 0,01 | 0,2 |
| Mortier de pose horizontal | 20 | 0,02 | 0,4 |
| Revêtement en marbre vertical | 21 | / | 0,25 |
| Poids propre de la paillasse | 25 | / | 4.10 |
| Poids propre des marches | 22 | / | 1,87 |
| Garde-corps | / | / | 0,1 |
| Enduit en plâtre | 10 | 0,02 | 0,2 |
| Charge permanent G | | | 7.25 |
| Charge d'exploitation Q | | | 2,50 |

Tableau 3.8 : Les charges de la paillasse.

3.6.9.2. Palier :

| Désignation | p(KN/m ³) | Ep (m) | G(KN/m ²) |
|--------------------------------|-----------------------|--------|-----------------------|
| Poids propre du palier | 25 | 0,15 | 3.75 |
| Revêtement en marbre | 12 | 0,02 | 0,24 |
| Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Enduit en ciment | 20 | 0,02 | 0.4 |
| Charge permanent G | | | 4,97 |
| Charge d'exploitation Q | | | 2,50 |

Tableau 3.9 : Les charges de Palier

3.7. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

**Chapitre 04 :
Etude des éléments
non structuraux**

4.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalierEtc.) .

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- Acrotère
- Escalier
- Balcon
- Ascenseur

4.2. Etude d'acrotère :

4.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

4.2.2. L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminer en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

4.2.3. Calcul des sollicitations :

- **Charge permanente :**

$$G = \gamma_s \times S$$

Avec γ_s : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

$$S = ((0,05 \times 0,1)/2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 1.69 \text{ Kg/ml.}$$

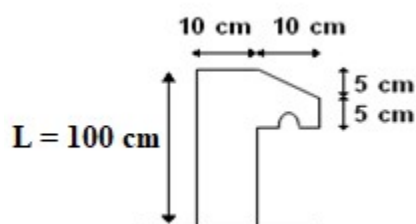


Figure 4.2.1: coupe transversal de l'acrotère

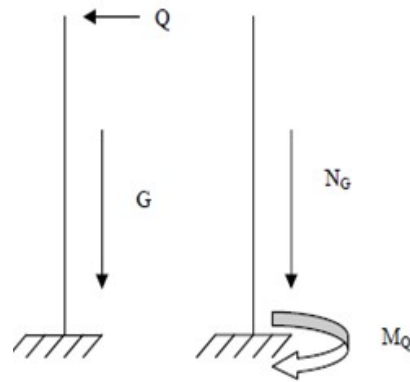


Figure 4.2.2 : Schéma Statique de l'acrotère.

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

- **La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A = 0,15$ \longleftrightarrow coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_p = 1,69 \text{ Kg/ml}$ \longleftrightarrow poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ \longleftrightarrow facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,69 = 0,81 \text{ Kg/ml}$$

$$P = \max(1,52 \text{ KN}; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1,52 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

- **ELU :**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,69 = 2,8 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$N_s = G = 1,69 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

4.2.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

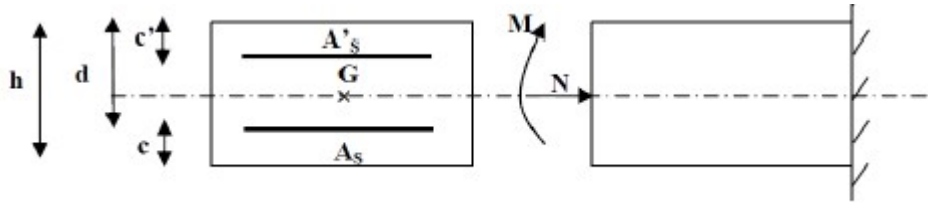


Figure 4.2.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$h = 10 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 7 \text{ cm}$.

- **ELU : Détermination de l'excentricité : e_u**

$$e_u = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_u = 0,39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,02 \text{ m} ,$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment M_1 à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif:**

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_1 = 0,9 + 2,28 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right)$$

$$M_1 = 0,945 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{0,945 \times 10^{-3}}{1 \times 0,0049 \times 14,2} = 0,0136$$

$\mu < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu = 0,0136$$

$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{945}{0,993 \times 348 \times 7} = 0,391 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,391 - \frac{2,28}{348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 0,845 \text{ cm}^2$.

Soit : 4 T8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm/ml}$

Choix des armatures : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

4T8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$.

4.2.6. Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

(BAEL99 /Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{es - 0,445 * d}{es - 0,185 * d} e$$

$$es = \frac{0,60}{1,69} = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 7 * \frac{35 - 0,445 * 7}{35 - 0,185 * 7}$$

$$A_{min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement :** (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 70} = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

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

➤ **Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 - d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 - 70 \cdot 7,54} = 0,316 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1,5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0,316 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

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

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0,8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :** (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$St \leq \min 2h ; 25 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.2.7. Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.69 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$e_s = \frac{M}{N} = \frac{0,6}{1.69} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_s = 0.35 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m},$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_s = N_s \times (e_s + (\frac{h}{2} - c))$$

$$M_s = 0.6 \times (0.35 + (\frac{0.1}{2} - 0.03)) = 0.62 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}}$$

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

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_s = 0.01622$$

$$M_{fs} = \mu_s \times b \times s \times \sigma_{st}$$

$$M_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$M_{fs} = 16.02 \text{ KNm} > M_f = 0.62 \text{ KNm} \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M_{fs}}{(d-c) \cdot \sigma_{st}} = \frac{620}{(7-3) \cdot 201.63} = 0.769 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - (N_s / \sigma_{st}) = 0.769 - (1.69 \cdot 10^3 / 201.63 \cdot 10^2)$$

$$A_{St} = 0.685 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A(d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 1.80^3) / 3 + 15 \cdot 2.01 \cdot (7 - 1.80)^2 = 1009.66 \text{ cm}^4$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50Y^2 - 30.15y_1 - 211.05$$

$$y_1 = 1.80 \text{ cm.}$$

4.2.8. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 602 / 1009.66) \cdot (7 - 1.8) = 46.51 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 46.51 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

4.2.9. Vérification des contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (620 / 1009.66) \cdot 1.8 = 1.11 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.11 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

4.2.10. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. $A = 0.15$ (Groupe 2; zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

Alors: $F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.69 = 0.81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

$F_p < Q$

Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

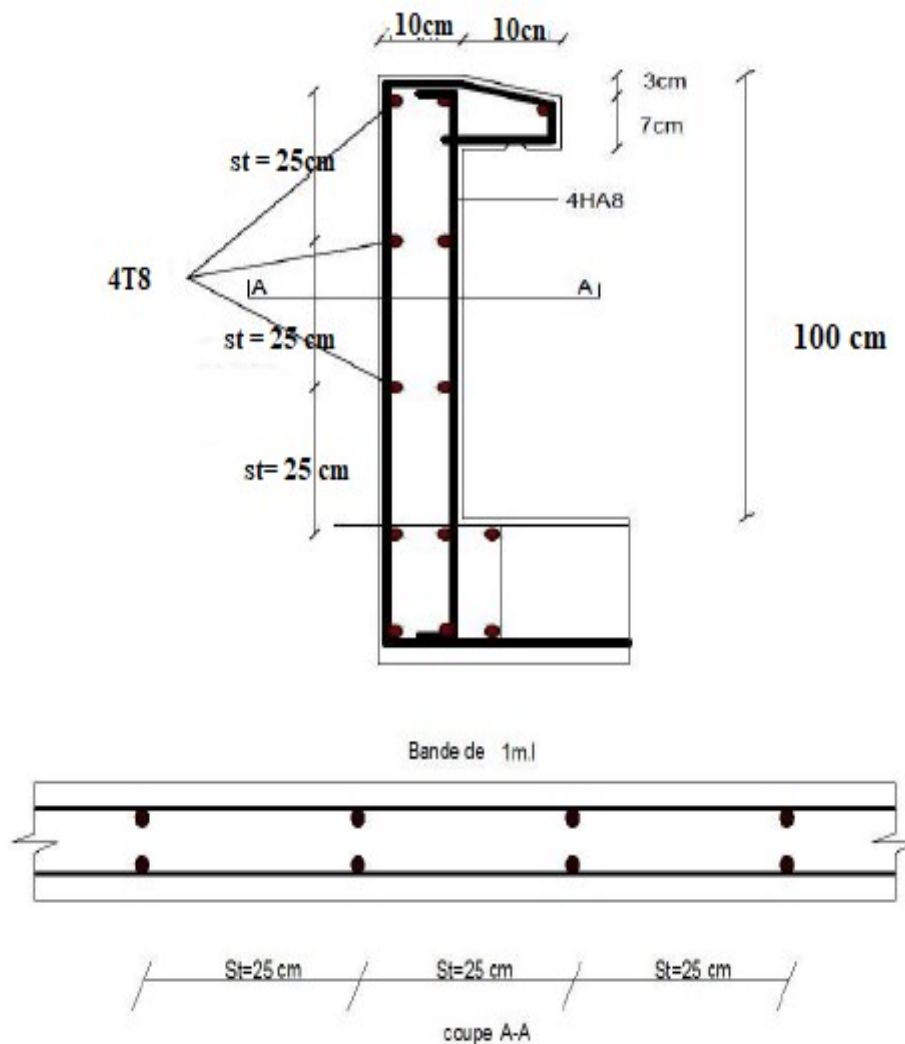


Figure 4.2.4 : schémas de ferrailage d'acrotère.

4.3. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1.2 m.

➤ Epaisseur de balcon:

Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$

$e \geq L/10$ $e \geq 120/10 = 12\text{ cm}$

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

4.3.1. Détermination des charges :

- Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = (5.32\text{KN/m}^2) \times 1.2\text{m} = 6.38\text{ KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur : $g = ((0.9) + (0.2 \times 2)) \times 1.2\text{m} \times 1.2\text{m} = 1.9\text{ KN}$

- Charges d'exploitations :

Surcharge: $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1.2\text{m} = 4.38\text{KN/ml}$

4.3.1.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

➤ Combinaison de charge :

- Pour l'état limite ultime

$P_u = 1.35 \times 6.38 + 1.5 \times 4.38 = 15.19\text{KN/ml}$

$g_u = 1.35 \times 1.9 = 2.565\text{KN}$

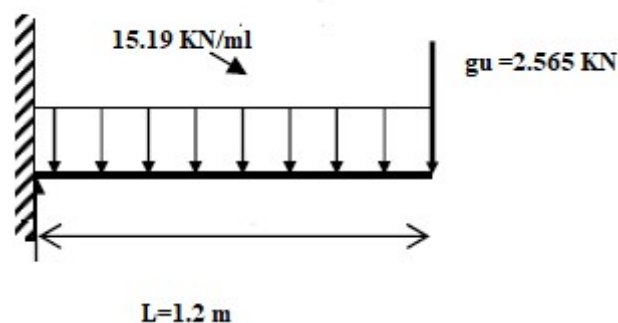


Figure 4.3.1 : Schéma statique de calcul à l'ELU

4.3.1.2. Calcul des efforts internes:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 14.01\text{KN.m}$$

$$T_u = -20.79\text{ kN}$$

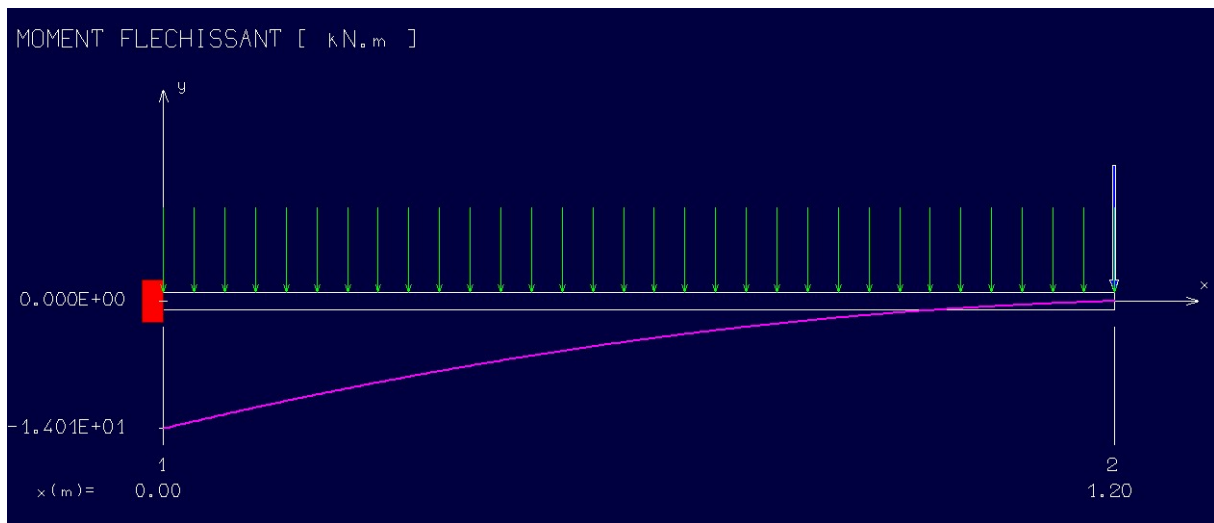


Figure 4.3.2 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

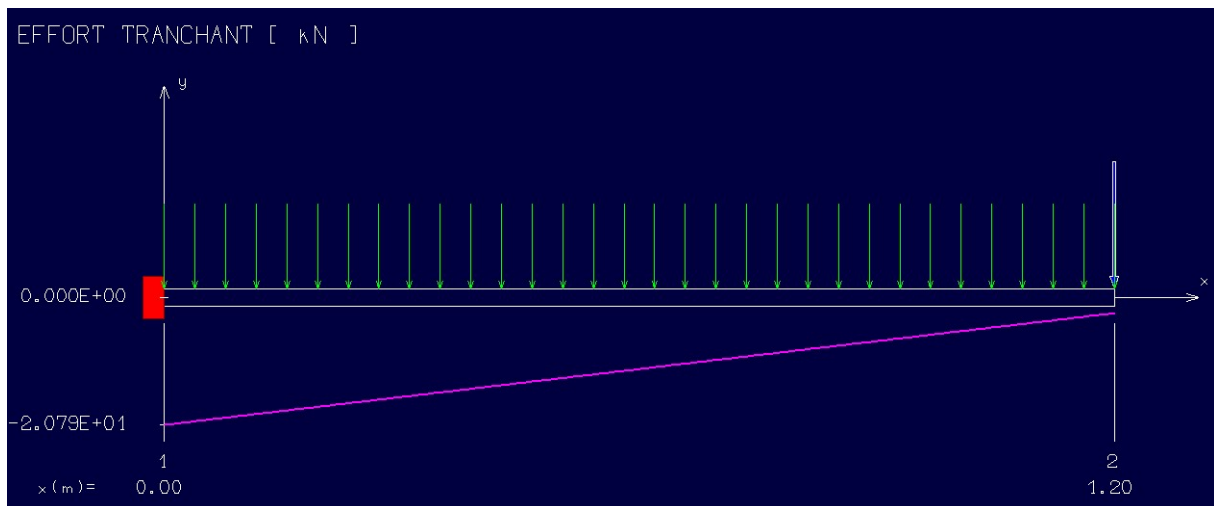


Figure 4.3.3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

4.3.2. Calcul à l'ELU :

La hauteur $h = 20$ cm

$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 20 = 18$ cm

➤ Calcul du ferrailage :

- Armatures principales :

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14010}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,030 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,030}) = 0,038$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,985$

$$\bullet \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{14010}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm², avec un espacement de 15 cm.

• **Armatures de répartition :**

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

Soit 4HA8 = 2,01 cm², avec un espacement de 15 cm.

4.3.3. Vérifications à l'ELU :

4.3.3.1. Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0,6 \cdot \psi \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 - d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 - 70 \cdot 7,54} = 0,316 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1,5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0,316 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit : (BAEL 91 / Art A.6.1, 23)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

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

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

4.3.3.2. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 20,79 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20790}{1000 \cdot 180} = 0,116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.3.3. Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20790}{0.9 \cdot 180 \cdot 150.72} = 0.85 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.3.3.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres :**

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(4h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures transversal:**

$$S_t \leq \min(4h; 33\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.4. Calcul à l'ELS:

4.3.4.1. Combinaison de charge :

- **Pour l'état limite service**

$$P_{ser} = (G_1 + Q_1) \times 1.2 = (5.32 + 3.5) \times 1.2 = 10.584 \text{ KN/ml}$$

$$g_s = g * 1.2 = 2.28 \text{ KN}$$

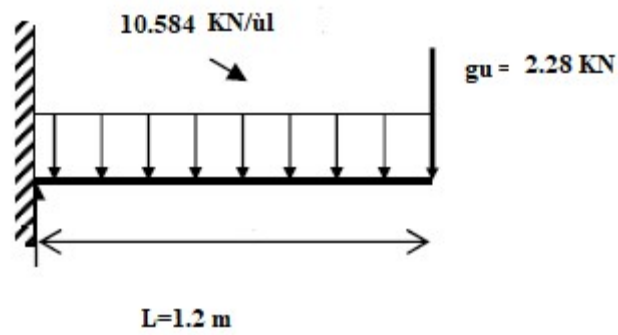


Figure 4.3.4 : Schéma statique de calcul à l'ELS

4.3.4.2. Calcul des efforts internes:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = -10.35 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -14.98 \text{ kN}$$

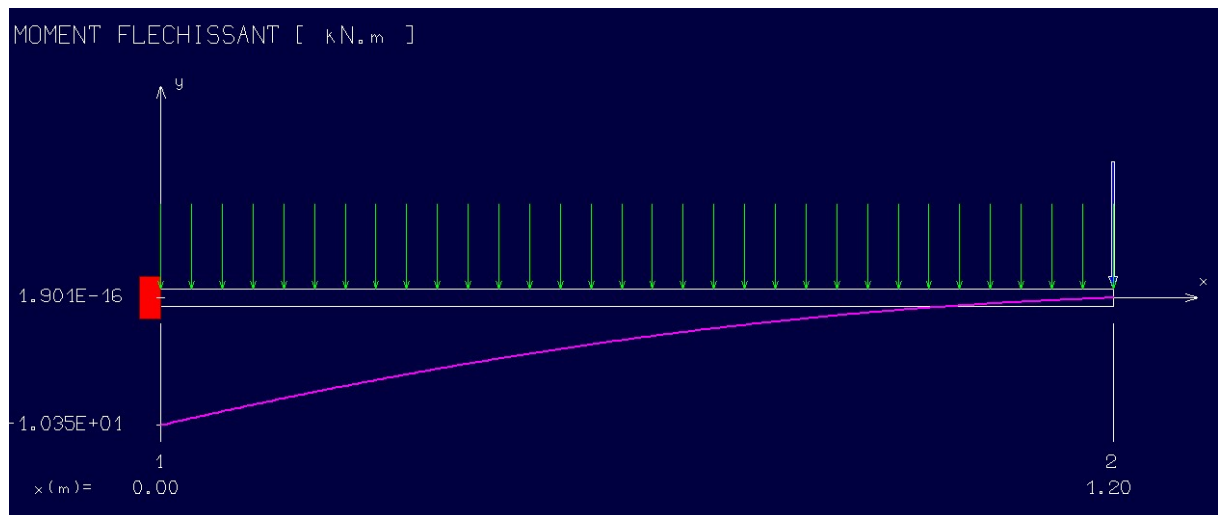


Figure 4.3.5: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

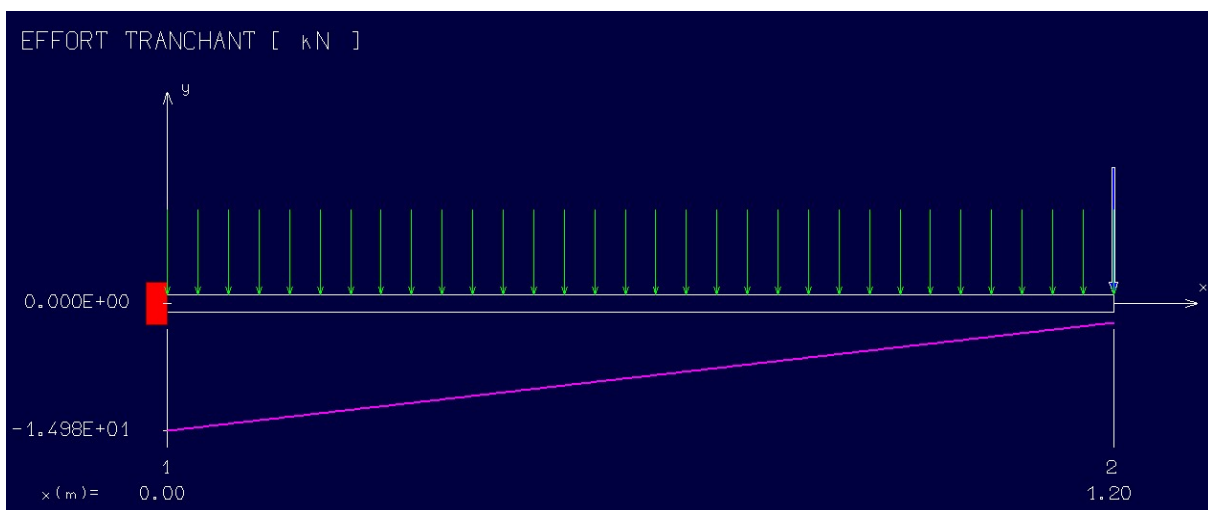


Figure 4.3.6: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 67.8y_1 - 1220.4 \longleftrightarrow y_1 = 4.31\text{cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*4.31^3)/3 + 15* 4.52*(18-4.31)^2 = 15375.57\text{cm}^4.$$

4.3.4.3. Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (10350 / 15375.57) * 4.31 = 2.90\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.90 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

4.3.4.4. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 10350 / 15375.57 * (18 - 4.31)) = 138.23\text{Mpa.}$$

$$\sigma_s = 138.23 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

4.3.4.5. État limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.2} = 0.17$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.2} = 0.17$$

$$\frac{Mt}{10M0} = \frac{10.35}{10 \cdot 10.35} = 0.1$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{18 \cdot 100} = 0.0025$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

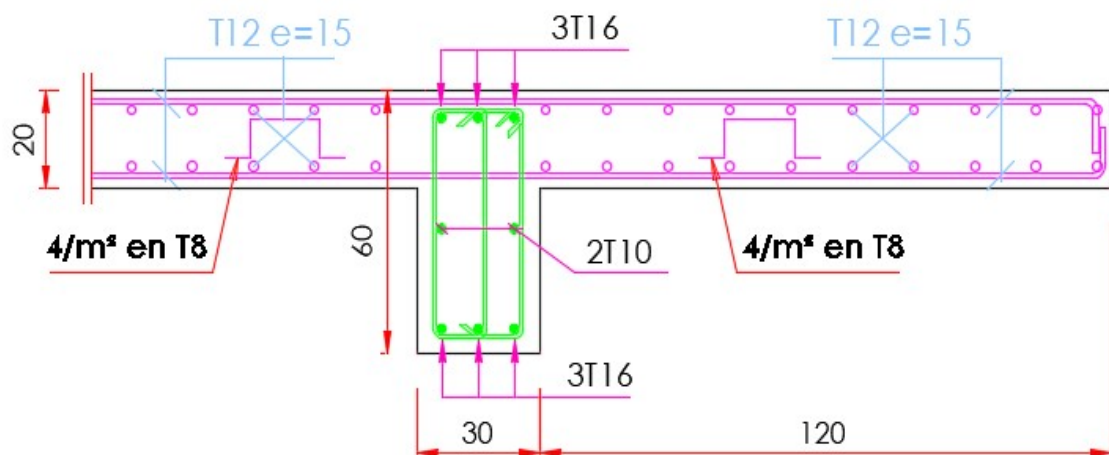


Figure 4.3.7 : Plan de ferrailage des balcons.

4.4. Etude escalier :

4.4.1. Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

4.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée** : est la hauteur à graver, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied

- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche**: est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche**: est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée**: est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée**: est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

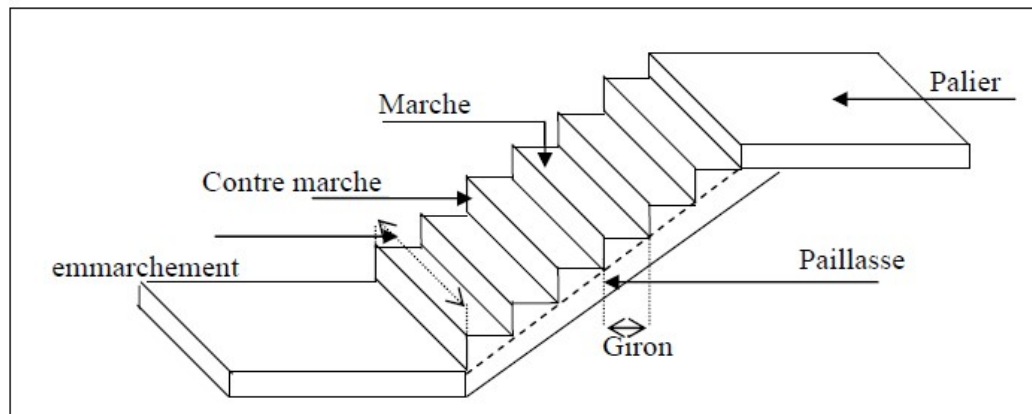


Figure 4.4.1 : Différents éléments d'un escalier.

4.4.3. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$.

- $m = g + 2 \times h$
- $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

4.4.3.1. Vérification de la loi de BLANDEL :

Vérification de la formule de Blondel : $59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$

On prend:

g = 30 cm.

h =17 cm.

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

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

Condition vérifiée.

Nombre de contre marches : $n = H/h = 306/17 = 18$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$n = 9$ contre marche

Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches.

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{Tga} = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

- **La longueur de la paillasse (Lpaillasse) :**

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur de l'est :

- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$
 $\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$

On opte pour une épaisseur d'ép. = **15 cm** pour la paillasse et le palier

4.4.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1.5 m d'emmarchement.

4.4.4.1. Charges permanentes :

➤ **Palier :**

| Désignation | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | e(m) | G(KN/m ²) |
|---------------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Poids propre du palier | 25 | 0,15 | 3.75 |
| Revêtement en marbre | 21 | 0,02 | 0,42 |
| Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Enduit en ciment | 20 | 0,02 | 0.4 |
| Charge permanent G | | | 4,97 |

Tableau 4.1 : Les charges de Palier

➤ paillasse :

| Désignation | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | e(m) | G(KN/m ²) |
|---------------------------------|-----------------------|------|-----------------------|
| Revêtement en marbre horizontal | 21 | 0,02 | 0,42 |
| Mortier de pose horizontal | 20 | 0,02 | 0,4 |
| Revêtement en marbre vertical | 21 | / | 0,25 |
| Poids propre de la paillasse | 25 | / | 4.10 |
| Poids propre des marches | 22 | / | 1,87 |
| Garde-corps | / | / | 0,1 |
| Enduit en plâtre | 10 | 0,01 | 0,11 |
| Charge permanent G | | | 7.25 |

Tableau 4.2: Les charges de la paillasse.

4.4.4.2. Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F=G(H- e) \times m = 2,81 \times (3.06 - 0,12) \times 8$ **F=66,09 KN/ml**

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

4.4.4.3. Combinaison de charges:

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.54 \text{ KN/ml}$.

➤ Etat limite service (ELS) :

Palier : $q_{1s} = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/m}$

Volée : $q_{2s} = 7.25 + 2,5 = 9.75 \text{ KN/m}$

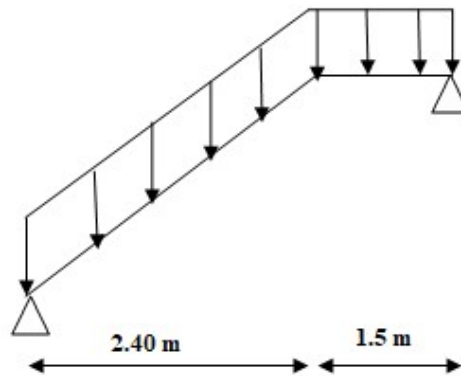
Schéma statique :

Figure 4.4.2 : Schéma d'escalier sous charges

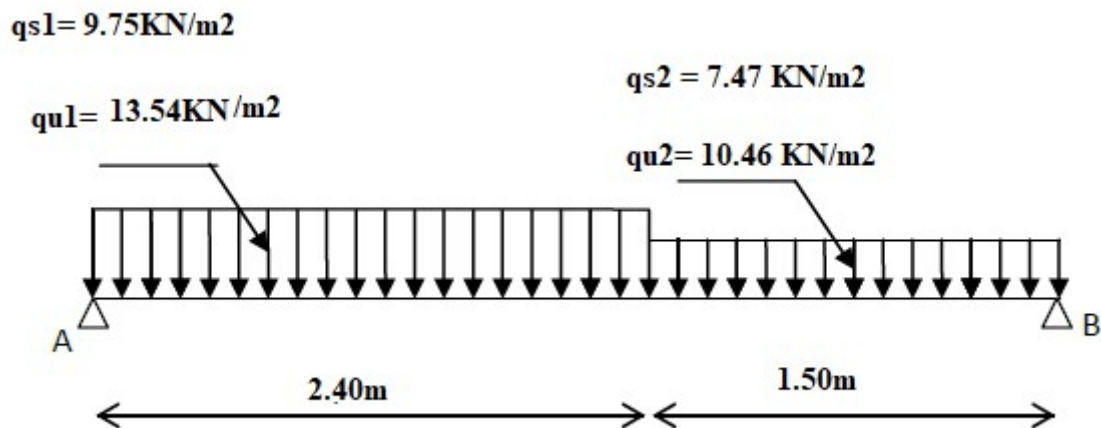


Figure 4.4.3: Schéma statique (ELU et ELS).

➤ Etat limite ultime (ELU) :

• Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 13.54 \times 2.4 + 10.46 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 48.18 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + q_2^u \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90}$$

$$R_A = \frac{13,54 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,50\right) + 10,46 \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2}\right)}{3,90} \Rightarrow R_A = 25,51 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + q_2^u \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2} + 2,40\right)}{3,90}$$

$$R_B = \frac{13,54 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 10,46 \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2} + 2,40\right)}{3,90} \Rightarrow R_B = 22,67 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) :**

• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2,4 + q_2^s \times 1,5$$

$$R_A + R_B = 9,75 \times 2,4 + 7,47 \times 1,5 \Rightarrow R_A + R_B = 34,60 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{/B} = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2,4 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,50\right) + q_2^s \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2}\right)}{3,90}$$

$$R_A = \frac{9,75 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,50\right) + 7,47 \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2}\right)}{3,90} \Rightarrow R_A = 18,35 \text{ KN}$$

• $\Sigma M_{/A} = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + q_2^s \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2} + 2,40\right)}{3,90}$$

$$R_B = \frac{9,75 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 7,47 \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2} + 2,40\right)}{3,90} \Rightarrow R_B = 16,25 \text{ KN}$$

4.4.5. Ferrailage :

ELU :

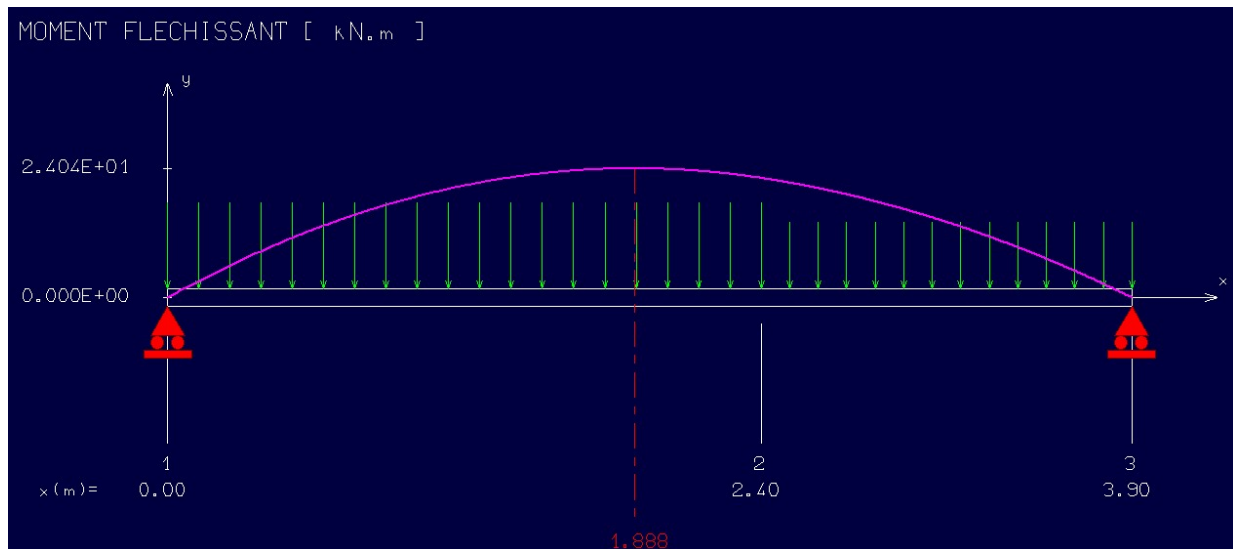


Figure 4.4.4 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

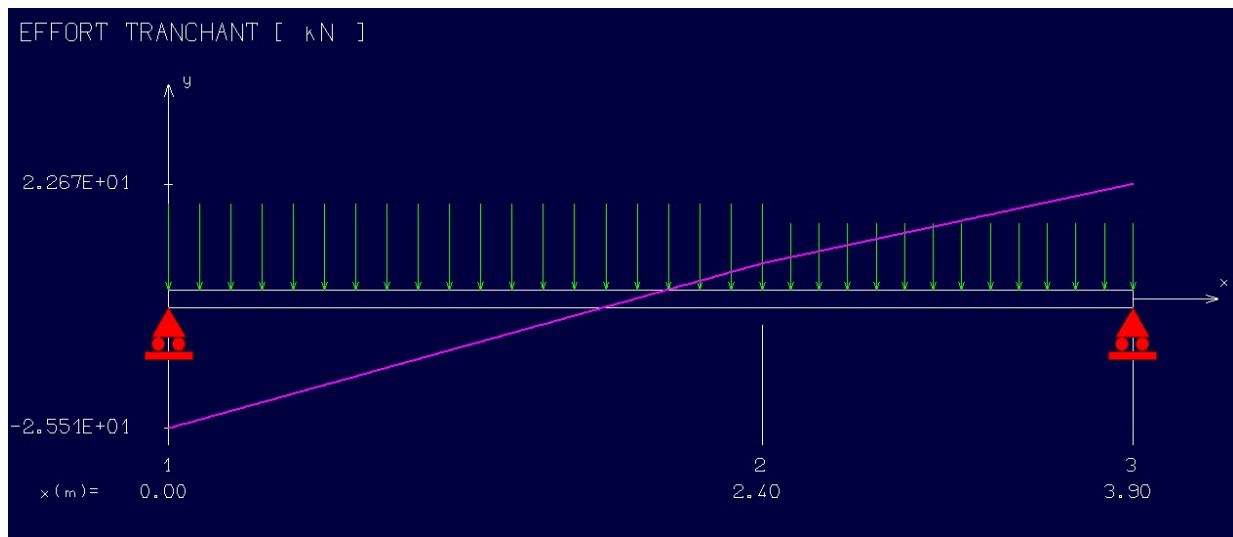


Figure 4.4.5: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

➤ En travée :

$$M_{tu} = M_0 * 0.85 = 24.04 * 0.85 = 20.34 \text{ kN.m}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation : **$M_u = 20.34 \text{ kN.m}$**

$$u = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = 0.07 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.091$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{20340}{0.964 \times 348 \times 13,5} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 4,52 cm² = 4T12**

Espacement = 20 cm

- **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte: Ar = 2,01 cm² = 4T8

- **En appuis:**

Mua = 0.3Mmax = 6.012 **KN .m**

$$u = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = 0,023 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6012}{0.988 \times 348 \times 13,5} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 4.52 cm² = 4T12**

Espacement = 20 cm

- **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 4T8 = 2.01 cm²**

4.4.6. Vérification à l'ELU :

4.4.6.1. Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t2}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

4.4.6.2. Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

4.4.6.3. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 22.67 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{22670}{1000 \cdot 135} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.4.6.4. Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 * \psi * f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 * d * \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22670}{0.9 * 135 * 150.72} = 1.24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.4.6.5. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

➤ **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

4.4.6.6. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22670}{1000 \times 135} = 0,17$$

Donc condition est vérifiée.

4.4.6.7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)

➤ Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc_{28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a = 0,9d = 0,9 \times (135) = 121,5 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 121.5 \times 1000 \times 25 = 811012.5 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 811012,5 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

4.4.7. Vérification à l'ELS :

4.4.7.1. Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ Aux travées

• Position de l'axe neutre:

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 67.8y_1 - 915.3$$

$$y_1 = 4.35 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 4.35^3) / 3 + 15 \cdot 4.52 \cdot (13.5 - 4.35)^2 = 8420.15 \text{ cm}^4.$$

• Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (14688 / 8420.15) * 4.35 = 7.59 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7.59 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

4.4.7.2. Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **Aux appuis:**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (5184 / 8420.15) * 4.35 = 2.68 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

4.4.7.3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.9} = 0.038$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.IF_v} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93}) \quad \text{Et } f \leq \overline{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1*0.15^3}{12} = 0,000281 \text{cm}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{MPa}$$

$$M_{u \max} = 20.34 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{20340 \cdot 3,9^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0.010 \text{ cm}$$

$$f = 0.010 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

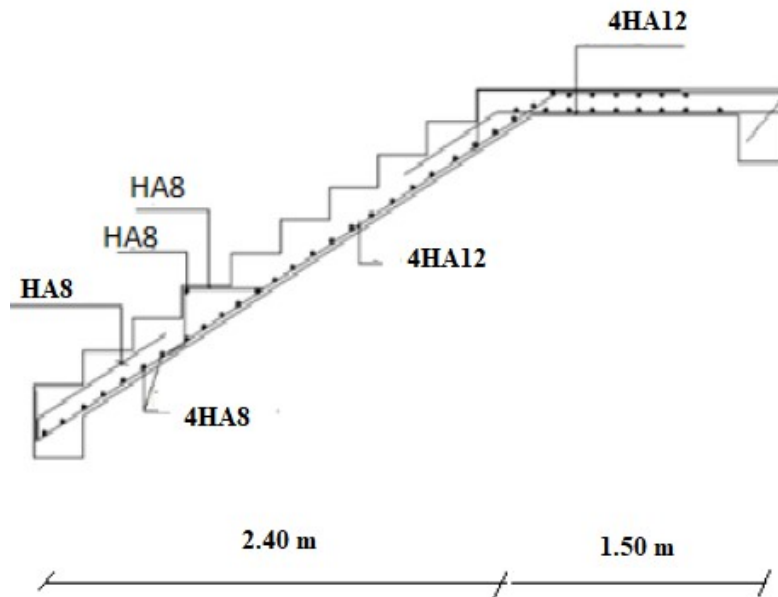


Figure 4.4.6 : Ferrailage des escaliers

4.4.8. Calcul de la poutre palière:

4.4.8.1. Pré dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

• **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{aligned} b &= 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h &= 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b &= 30/25 = 1,2 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

4.4.8.2. Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $G = 0,30 \cdot 0,25 \cdot 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 25.51 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) $R_A = 18.35 \text{ KN/ml}$.

4.4.8.3. Combinaison à considérer :

E LU :

$$q_u = 1,35 G + R_A u.$$

$$q_u = 1,35 * (1.87) + 25.51 = 28.03 \text{ KN/ml}.$$

E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_A s.$$

$$q_s = 1.87 + 18.35 = 20.22 \text{ KN/ml}.$$

4.4.8.4. Calcul du ferrailage (ELU):

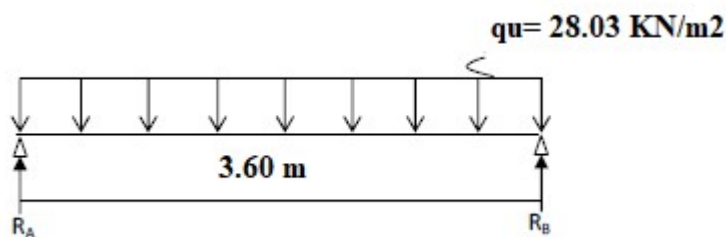


Figure 4.4.7 : Schéma statique (ELU).

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 50.45 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 45.41 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 * 45.41 = - 13.62 \text{ KN.m}.$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 45.41 = 38.59 \text{ KN.m}.$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 50.45 \text{ KN}$$

➤ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**

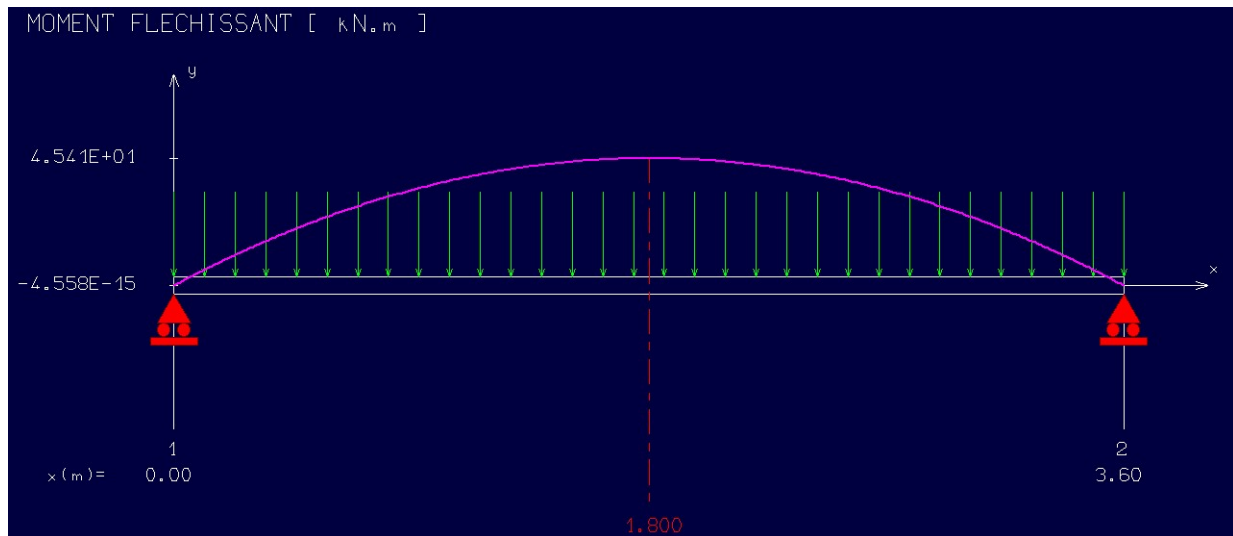


Figure 4.4.8: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

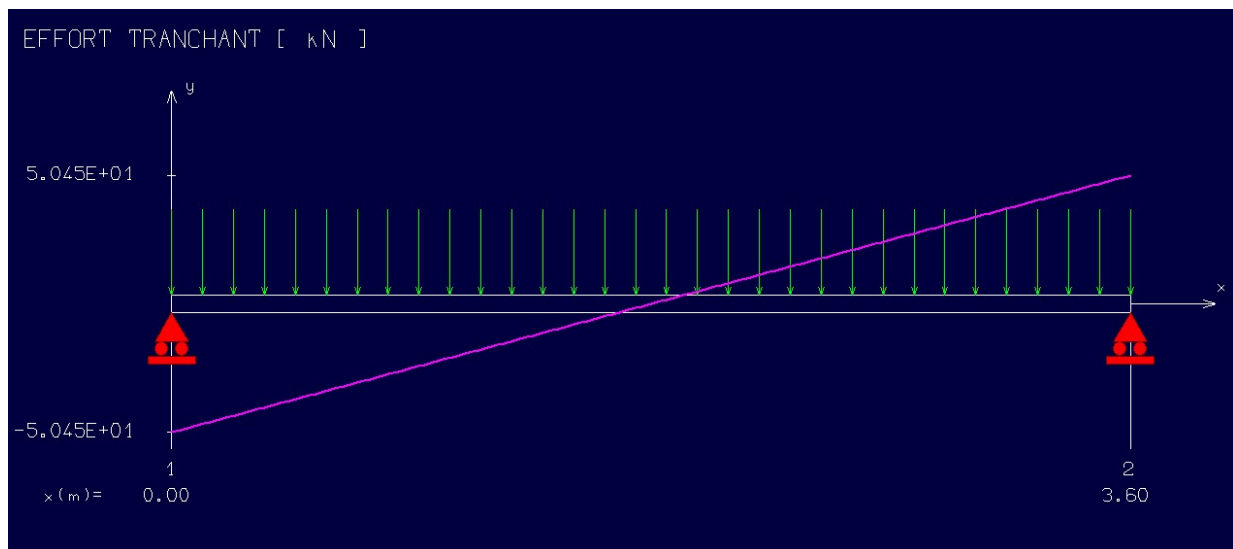


Figure 4.4.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

4.4.8.5. Calcul des armatures :

➤ Armatures principales (longitudinal) :

En travée

$$M_u = 38.59 \text{ kN.m.}$$

$$u = \frac{M1}{b \sigma_b d^2} = 0.149 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.203$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.919$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{38590}{0.919 \times 348 \times 27} = 4.47 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = 4T8$

En appuis:

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 13.52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,052 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,067$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13520}{0,973 \times 348 \times 27} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 = 4T12$

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

4.4.8.6. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22670}{0.9 \times 135 \times 150.72} = 1.24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22670}{1000 \cdot 135} = 0,17$$

Donc condition est vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)**

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc_{28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0,267 \cdot 243 \cdot 300 \cdot 25 = 486607,5 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 486607.5 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 50.54 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{50540}{25 \cdot 270} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.4.8.7. Calcul à L'ELS :

➤ **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 20.22 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction**

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 50.45 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 38.44 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 38.44 = -11.53 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 * 38.44 = 32.67 \text{ KN.m.}$$

➤ Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 50.45 \text{ KN}$$

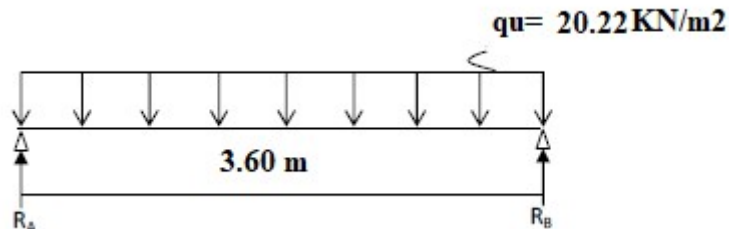


Figure 4.4.10: Schéma statique (ELS).

4.4.8.8. Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

• Aux travées

Position de l'axe neutre:

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 12.5 y_1^2 + 67.8 y_1 - 1830.6$$

$$y_1 = 9.69 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.31^3) / 3 + 15 * 4.52 * (13.5 - 4.31)^2 = 27897.43 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

\$\sigma_{bc}\$: Contrainte dans le béton comprimé.

\$\overline{\sigma_{bc}}\$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (32670 / 27897.43) * 9.69 = 11.35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 11.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 32670) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 304.07 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 304.07 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis:**

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (11530 / 27897.43) * 9.69 = 4 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 11530) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 107.31 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 107.31 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.6} = 0.083$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.6} = 0.083$$

$$\frac{Mt}{10M_0} = \frac{32.67}{10*38.44} = 0.085$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b*d} = \frac{4.52}{25*27} = 0.007$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4.5. Calcul de la salle machine:

4.5.1. Introduction :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

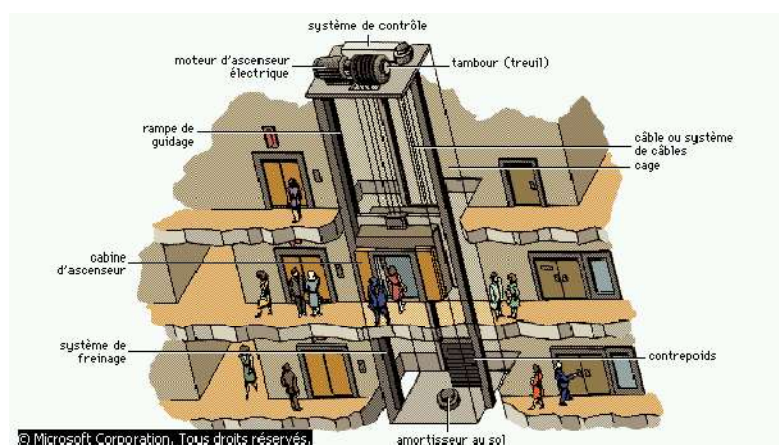


Figure 4.5.1 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment

La surface du cabinet est : $S = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$P = 90 \text{ KN.}$$

4.5.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

➤ **Epaisseur de la dalle h_0 :**

$$h \geq \frac{Lx}{30} = \frac{160}{30} = 5.33$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$$h_{\min} \geq 12 \text{cm. Donc on prend } h_{\min} = 20 \text{cm.}$$

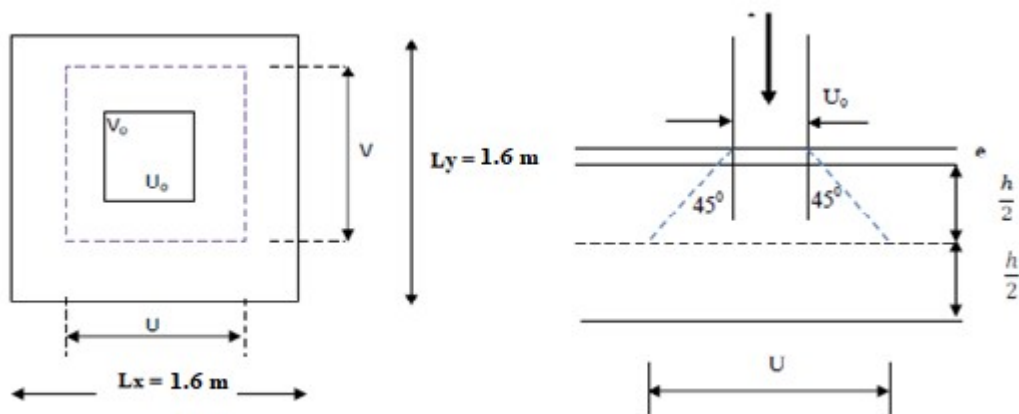


Figure 4.5.2: schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle ($U \times V$).

$$\text{On a: } U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

$$\text{Avec: } h_{\min} = 20 \text{cm.}$$

e : revêtement de la dalle ($e = 5 \text{cm}$).

$$\xi = 1 \text{ pour le béton.}$$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{cm.}$$

$$\text{On aura : } U = V = 110 \text{cm.}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y .

4.5.3. Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnes par

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q_u(i + \nu M_1).$$

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0$ à l'ELU.

$$\frac{u}{L_x} = \frac{\nu}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.069$$

$$P_u = 1.35 P = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{1x} = M_1 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = M_2 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

4.5.4. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.74 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

On a : $\rho_{lxly} = 160/160 = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens .

D'après le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M_{2x} = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y} = 0.92 \text{ KN.m}$$

4.5.5. Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 11.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 11.06 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.06 = 9.401 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 11.06 = -3.32 \text{ KN.m}$$

4.5.6. Ferraillage de la dalle :

➤ Dans le sens x-x

• En travée :

$$M_{ut} = 9.401 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9401}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.020 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,020}) = 0.025$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,989$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9401}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm², avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis :

$$M_{uap} = -3.32 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3320}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.007 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,007}) = 0.0088$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,996$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{3320}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement de 25 cm.

Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :

• En travée :

$$A_{st} = 1.52 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10/\text{ml} \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

• Aux appuis :

$$A_{st} = 0.53 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10/\text{ml} \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

4.5.7. Vérification à l'ELU :

4.5.7.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

Sens x-x : $A_{st} = 4\Phi 10$ ($A_{st} = 3.14\text{cm}^2$).

$$\rho = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

ρ_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$\rho_0 = 0.8 \%$ (HA de classe FeE400)

$$A_x \geq b \cdot h * \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 * 20 * 0.0008 * \frac{1}{2} * (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.2 < 3.14\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

Sens y-y : $A_{st} = 4\Phi 10$ ($A_{st} = 3.14\text{cm}^2$).

$$\rho = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq b \cdot h * \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq 100 * 20 * 0.0008 * \frac{1}{2} * (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{x\min} = 1.6\text{cm}^2 < 3.14\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

4.5.7.2. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :

Sens principal :

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 40\text{cm} ; 25\text{cm})$$

Condition vérifiée.

Sens perpendiculaire :

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 60\text{cm} ; 33\text{cm})$$

Condition vérifiée.

4.5.7.3. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times (f_c 28 / \gamma_b)$$

P_u : charge de calcul à l'ELU.

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.10+1.10) = 4.4\text{m}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.4 \times 20 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 660 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.5.7.4. Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2v+u} = \frac{121.5}{2 \times 1.1 + 1.1} = 36.82 \text{ KN.}$$

Ainsi on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{36820}{1000 \cdot 180} = 0.205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :**

On doit vérifier : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm.}$

$$\emptyset = 10\text{mm} \leq \emptyset_{\max} = 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.5.8. Vérification à l'ELS :

4.5.8.1. Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :

Coefficient de poisson $\nu = 0.2$ à l'ELS.

$$q_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.069$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

4.5.8.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle plane :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad 0.4 \leq | \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs :

$$\mu_x = 0.0442; \quad \mu_y = 1.000$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.1(1) + 1(1) = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = M_{y2} q = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0442 \times 7.1 \times 1.6^2 = 0.803 \text{ KN.m}$$

4.5.8.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.452 + 0.803 = 8.26 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x et sens y-y :

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 8.26 = -2.478 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.26 = 7.021 \text{ KN.m}$$

4.5.8.4. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :(Art A.4.5.2/BAEL 91)

Sens x-x :

- **En travée :**

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50 y_1^2 + 47.1 y_1 - 847.8 \quad y_1 = 3.7 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 3.7^3) / 3 + 15 * 3.14 * (18 - 3.7)^2 = 11319.9 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (7021 / 11319.9) * 3.7 = 2.29 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{ct}; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 7021 / 11319.9 * (18 - 3.7)) = 133.04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 133.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.5.8.5. Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.6} = 0.125 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée.

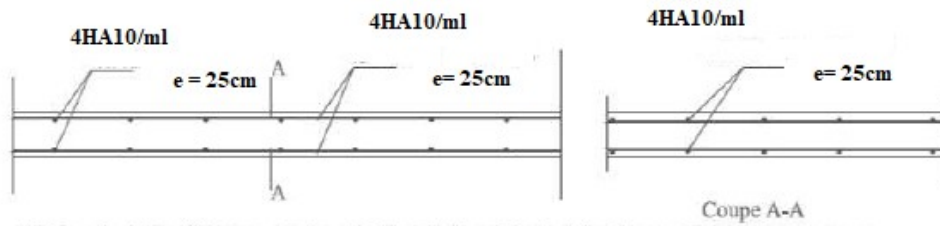
$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.2} = 0.17 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7.021}{10 * 7.021} = 0.1 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée.

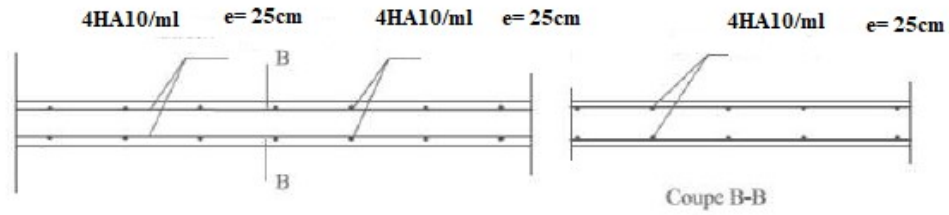
$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b*d} = \frac{3.14}{18 * 100} = 0.00174 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\}$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Plan de ferrailage de la dalle plane de halle d'ascenseur sens x-x



Plan de ferrailage de la dalle plane de halle d'ascenseur sens y-y

Figure 4.5.3 : ferrailage de dalle pleine du hall d'ascenseur.

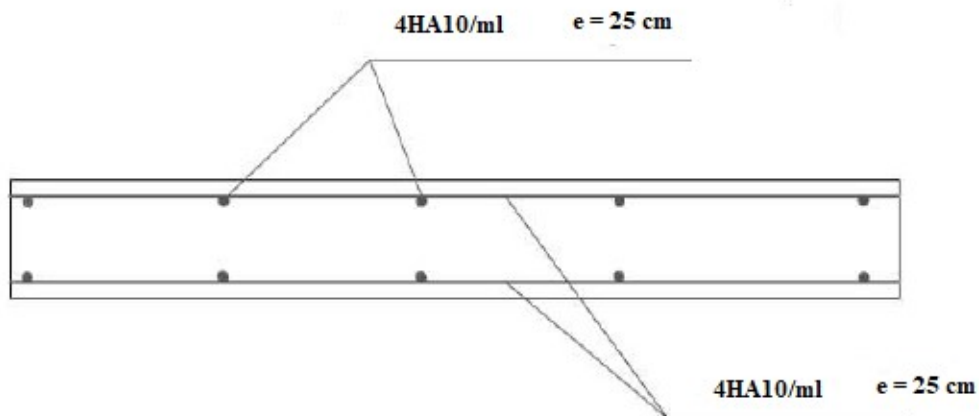


Figure 4.5.4 : plan de ferrailage de la dalle triangulaire.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA

5.1. Introduction:

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version

2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5.2.1. Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Conditions d'application de la MSE :

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

- a. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$6H \leq 5m$ en zone I et IIa ,

- b. Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

✚ Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

5.2.3. Méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

5.3.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.3.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

5.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

❖ Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3.5**

❖ **Facteur de qualité Q :****1. Régularité en plan :**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée

Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 26.10/13.50 = 1,93 < 4$$

Donc le critère est observé **pq = 0**

2. Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation **pq = 0**

3. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$\mathbf{pq = 0,05}$$

4. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **pq = 0.10**

Q : Facteur de qualité, défini par :

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

| Critère « q » | P _q |
|--|----------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.00 |
| 2. Redondance en plan | 0.00 |
| 3. Régularité en plan | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation | 0.00 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0.10 |
| Σ | 0.15 |

Tableau 5.1: Pénalités du facteur de qualité

$$Q = 1 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,1 \implies Q = 1.2$$

❖ Facteur de correction d'amortissement "η" :

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

ξ(%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ: est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend ξ=10 %.

D'où : $\eta = 0,763 \geq 0,7$

Période T1 et T2 du site considérée S2 :

T₁ = 0,15s T₂ = 0.40s

❖ Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

❖ Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

ELU = 1.35*G+1.5*Q

ELS = G+Q

G+Q ± 1.2*E

0.8*G ± E

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

On a donc :

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

h_N : Hauteur 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] des RPA99/Version2003.

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

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

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est 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 :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0,40$ sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est 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 :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0,40$ sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 44.54 \text{ m}$$

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

$$d_x = 26.10 \text{ m}$$

$$d_y = 13.50 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (44.54)^{3/4} = 0,90 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T_x = \min(0.78; 0.90) \rightarrow T_x = 0.78 \text{ s}$$

$$T_y = \min(1.09; 0.90) \rightarrow T_y = 0.90 \text{ s}$$

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.22 \text{ s}; D_y = 1,11 \text{ s}$$

$$T = \max(T_x, T_y) = 0.90 \text{ s}$$

5.4. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad : \text{ avec } W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Q_i} : Poids dû aux charges d'exploitation. Q_i W

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 5.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$W_t = 72014.90 \text{ KN}$$

5.5. Modélisation de la structure :

5.5.1. Position des voiles :

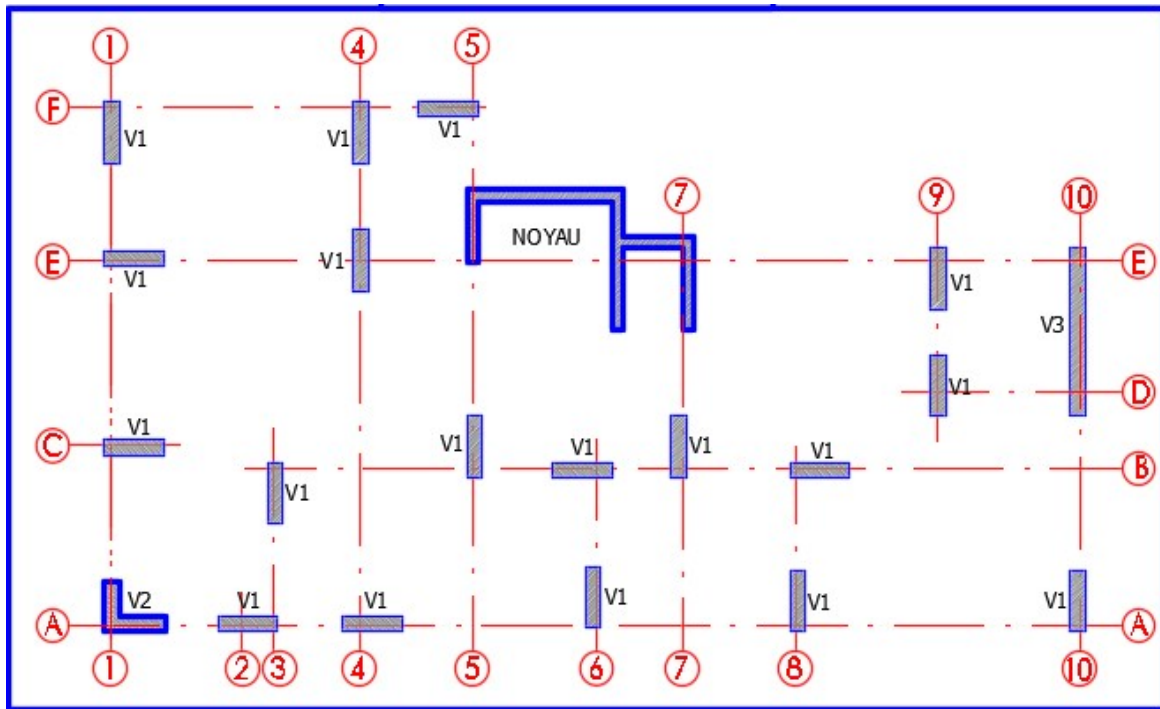


Figure 5.1: 1 ère disposition des voiles

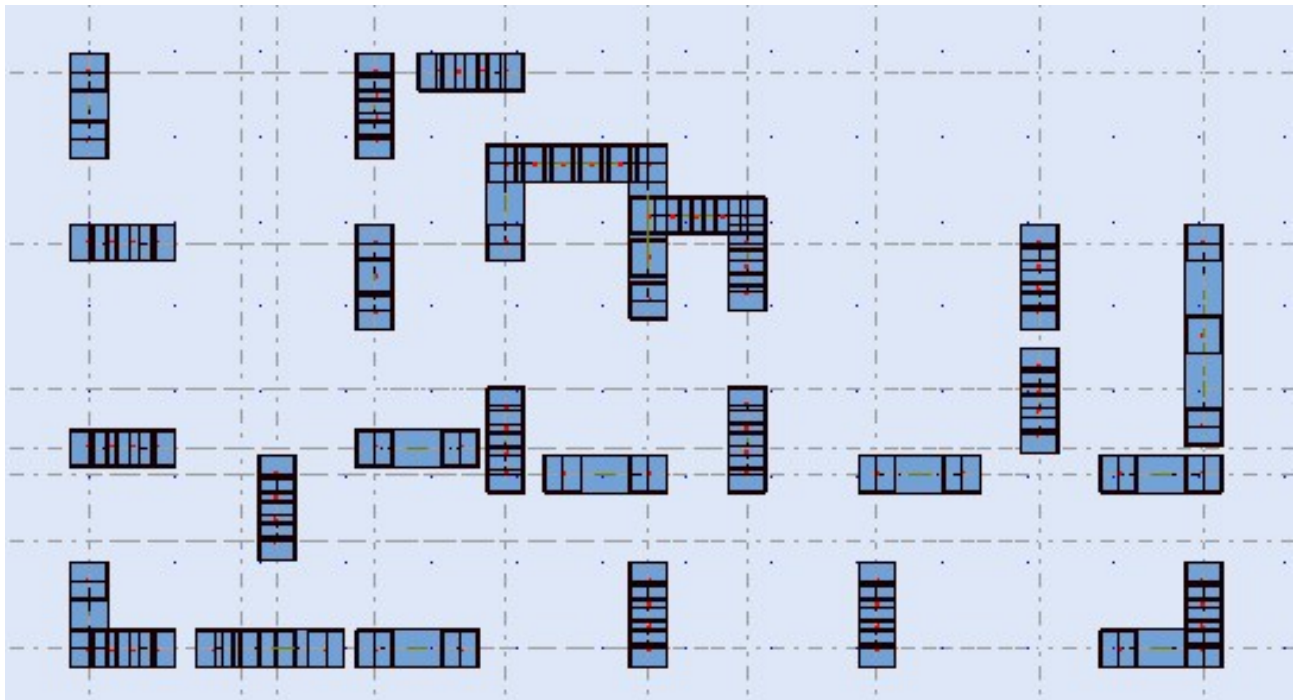


Figure 5.2: 2ème disposition des voiles

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel « ROBOT »

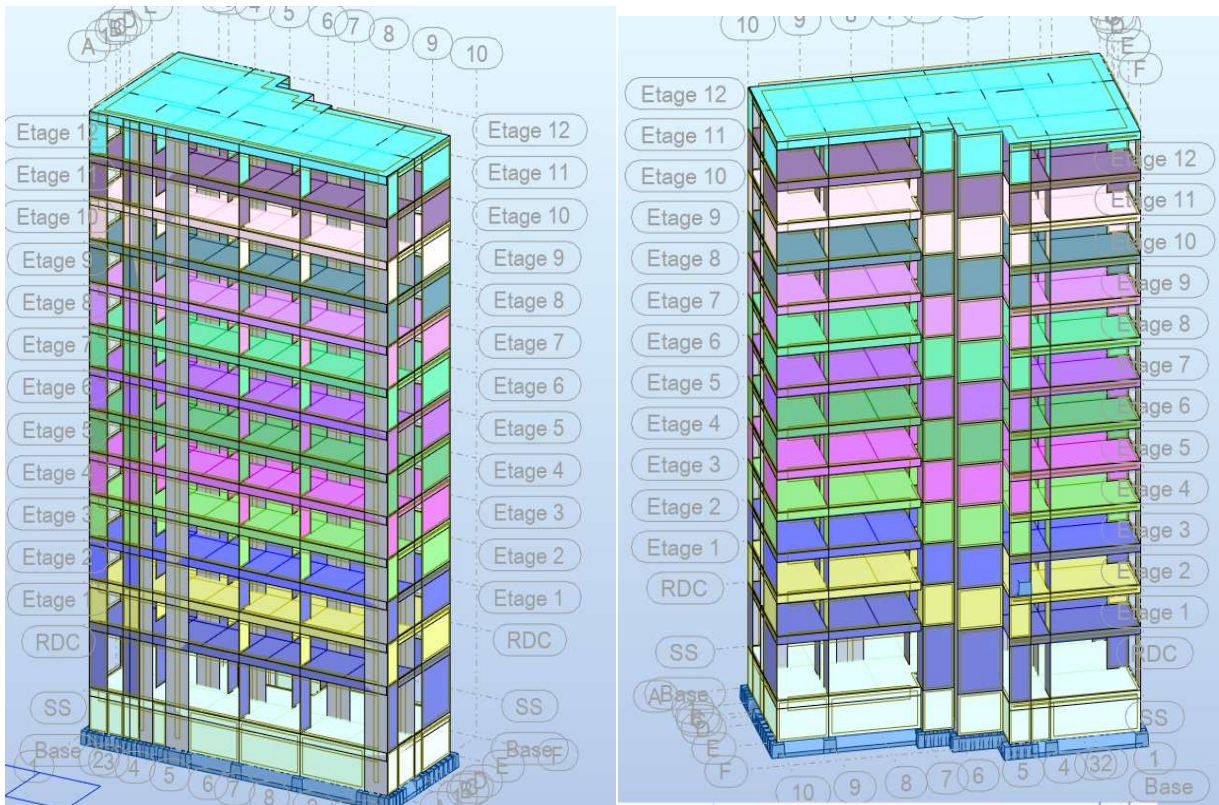


Figure 5.3: Vue de la structure modélisée

5.6. Calcul 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 par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total 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)

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,22 \times 1,2}{3,5} \times 72014,90 = 4518,42 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,11 \times 1,2}{3,5} \times 72014,90 = 4111,02 \text{ KN}$$

5.7. Résultats de calcul :

| Mode | Période(s) | Facteur de participation massique | | | |
|------|------------|-----------------------------------|-------|-------------|-------------|
| | | U x | U y | ΣUx | ΣUy |
| 1 | 1.13 | 0.69 | 66.61 | 0.69 | 66.61 |
| 2 | 0.86 | 60.43 | 0.25 | 61.12 | 66.86 |
| 3 | 0.73 | 6.05 | 2.38 | 67.17 | 69.24 |
| 4 | 0.32 | 0.14 | 14.13 | 67.31 | 83.37 |
| 5 | 0.24 | 11.72 | 0.03 | 79.03 | 83.39 |
| 6 | 0.20 | 3.38 | 1.92 | 82.41 | 85.32 |
| 7 | 0.17 | 0.61 | 4.97 | 83.02 | 90.29 |
| 8 | 0.12 | 5.36 | 0.00 | 88.38 | 90.29 |
| 9 | 0.11 | 0.10 | 2.88 | 88.48 | 93.17 |
| 10 | 0.10 | 1.62 | 0.17 | 90.10 | 93.34 |
| 11 | 0.08 | 3.05 | 0.00 | 93.16 | 93.34 |
| 12 | 0.08 | 0.00 | 1.08 | 93.16 | 94.42 |
| 13 | 0.07 | 0.09 | 0.20 | 93.25 | 94.62 |
| 14 | 0.06 | 0.08 | 0.02 | 93.33 | 94.64 |
| 15 | 0.06 | 0.97 | 0.00 | 94.30 | 94.64 |

Tableau 5.2: Taux de participation modale

D'après les résultats trouvé on constate que :

$$T_{emp} = 0.90 \text{ s} \quad T_{dyn} = 1.13 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3T_{emp} > T_{dyn} \Rightarrow 1.17\text{s} > 1.13 \text{ s}$ Condition vérifiée.

- Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy)
- Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (xx)
- Et le 3^{ème} mode de torsions
- Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 10^{ème} mode pour le sens (xx) et le sens (yy).

➤ **Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003**

Direction xx : 10^{ème} mode : Masse cumulée = 90,10 %

Direction yy : 10^{ème} mode : Masse cumulée = 93,34 %

Masse cumulée > 90%

Condition de vérification

5.8. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

➤ Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

Avec :

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

$$\begin{cases} E_{xt} = 1.31 \text{ m} \\ E_{yt} = 0.68 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

$L_x = 26.10 \text{ m}$

$L_y = 13.5 \text{ m}$

| Niveaux | Wi(KN) | G(X.Y) [m] | R(X.Y) [m] | I _x (KN/m ²) | I _y (KN/m ²) | Ex0 (m) | Ey0 (m) |
|-------------|---------|-------------|-------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------|---------|
| Sous-sol | 5041.53 | 12.27;5.58 | 19.28;7.02 | 76023.51 | 325667.71 | 7.00 | 1.34 |
| RDC | 5737.57 | 12.33;5.72 | 18.64;6.86 | 96638.28 | 382513.36 | 6.31 | 1.14 |
| 1ère étage | 5000.57 | 2.30; 5.68 | 8.85;7.02 | 75464.85 | 323633.22 | 6.55 | 1.34 |
| 2ème étage | 4986.69 | 2.28 ; 5.69 | 8.64 ; 6.86 | 75509.17 | 323917.46 | 6.36 | 1.18 |
| 3ème étage | 5002.66 | 2.26 ; 5.67 | 9.74 ; 6.91 | 75381.90 | 324449.48 | 7.48 | 1.25 |
| 4ème étage | 5013.43 | 2.28 ; 5.69 | 9.00 ; 7.02 | 75579.68 | 323998.46 | 6.72 | 1.34 |
| 5ème étage | 4970.63 | 2.30 ; 5.68 | 9.54 ; 7.02 | 75118.05 | 323150.45 | 7.24 | 1.34 |
| 6ème étage | 5016.47 | 2.27 ; 5.67 | 8.85 ; 5.87 | 75314.27 | 324192.48 | 6.59 | 1.19 |
| 7ème étage | 5017.52 | 2.28 ; 5.68 | 9.49 ; 7.02 | 75336.60 | 323931.77 | 7.21 | 1.34 |
| 8ème étage | 5016.47 | 2.30 ; 5.69 | 5.56 ; 7.02 | 75427.53 | 323447.58 | 7.26 | 1.34 |
| 9ème étage | 4984.29 | 2.27 ; 5.84 | 7.36 ; 1.08 | 82793.20 | 323447.00 | 4.91 | 4.76 |
| 10ème étage | 5011.89 | 2.26 ; 5.68 | 9.41 ; 6.86 | 75627.54 | 324467.12 | 7.14 | 1.19 |
| 11ème étage | 5016.70 | 2.28 ; 5.68 | 8.65 ; 6.98 | 75342.38 | 324012.98 | 6.37 | 1.30 |
| 12ème étage | 5590.18 | 2.28 ; 5.68 | 9.80 ; 6.86 | 75252.43 | 323902.97 | 7.52 | 1.19 |

Tableau 5.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

5.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

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

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « **ROBOT** » est :

| Sens | V_{st} (kN) | $0,8V_{st}$ (kN) | V_{dyn} (kN) | $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ |
|------|---------------|------------------|----------------|--------------------------|
| X | 4518.42 | 3614.73 | 4092.33 | CV |
| Y | 4111.02 | 3288.82 | 3625.67 | CV |

Tableau 5.4: les forces sismiques des deux directions.

5.10. Vérification des déplacements inter étage :

Sous l’action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 5.4

L’article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l’étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K -est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure ;

δ_{eK} -est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V ;

R -est le coefficient de comportement (R = 3,5) ;

| Etage | SS | RDC | 1 ^{er} | 2 ^{ème} | 3 ^{ème} | 4 ^{ème} | 5 ^{ème} | 6 ^{ème} | 7 ^{ème} | 8 ^{ème} | 9 ^{ème} | 10 ^{ème} | 11 ^{ème} | 12 ^{ème} |
|-------------------|-----|-----|-----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| $\Delta_K^{dr x}$ | 0.1 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.4 |
| $\Delta_K^{dr y}$ | 0.1 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.0 |

Tableau 5.5: Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K \leq 1\%he \longrightarrow 0.1 \leq 1\%he = 4.76cm, \text{ donc la condition est vérifiée}$$

5.11. Vérification de l'effet P – Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P – Δ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10.$$

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Suivant (XX) :

| Niveaux | h (cm) | V _{Kx} (KN) | P _K | U _x | Δ _{Kx} (cm) | Θ _x |
|-------------|--------|----------------------|----------------|----------------|----------------------|----------------|
| Sous-sol | 306 | 4092.26 | 5041.53 | 0.1 | 0.1 | 0.00040 |
| RDC | 476 | 4046.47 | 5737.57 | 0.5 | 0.4 | 0.00185 |
| 1 étage | 306 | 3897.91 | 5000.57 | 0.9 | 0.4 | 0.00108 |
| 2eme étage | 306 | 3757.92 | 4986.69 | 1.3 | 0.5 | 0.00217 |
| 3eme étage | 306 | 3602.50 | 5002.66 | 1.9 | 0.6 | 0.00272 |
| 4eme étage | 306 | 3418.70 | 5013.43 | 2.5 | 0.6 | 0.00288 |
| 5eme étage | 306 | 3210.18 | 4970.63 | 3.1 | 0.6 | 0.00304 |
| 6eme étage | 306 | 2979.10 | 5016.47 | 3.7 | 0.6 | 0.0033 |
| 7eme étage | 306 | 2720.33 | 5017.52 | 4.3 | 0.6 | 0.00362 |
| 8eme étage | 306 | 2432.12 | 5016.47 | 4.9 | 0.6 | 0.00404 |
| 9eme étage | 306 | 2103.74 | 4984.29 | 5.5 | 0.6 | 0.00456 |
| 10ème étage | 306 | 1728.68 | 5011.89 | 6.0 | 0.5 | 0.00474 |
| 11eme étage | 306 | 1282.71 | 5016.70 | 6.5 | 0.5 | 0.00411 |
| 12eme étage | 306 | 732.46 | 5590.18 | 6.9 | 0.4 | 0.00998 |

Tableau 5.6: Vérification de l'effet pΔ sens XX

Suivant (YY) :

| Niveaux | H (cm) | V _{Ky} (KN) | P _k | U _y | Δ _{Ky} (cm) | Θ _y |
|-------------|--------|----------------------|----------------|----------------|----------------------|----------------|
| Sous-sol | 306 | 499.33 | 5041.53 | 0.1 | 0.1 | 0.0033 |
| RDC | 476 | 493.40 | 5737.57 | 0.3 | 0.2 | 0.00489 |
| 1 étage | 306 | 469.54 | 5000.57 | 0.5 | 0.2 | 0.00696 |
| 2eme étage | 306 | 443.71 | 4986.69 | 0.6 | 0.2 | 0.00735 |
| 3eme étage | 306 | 418.83 | 5002.66 | 0.8 | 0.2 | 0.00781 |
| 4eme étage | 306 | 396.21 | 5013.43 | 0.9 | 0.1 | 0.00414 |
| 5eme étage | 306 | 373.18 | 4970.63 | 1.0 | 0.1 | 0.0035 |
| 6eme étage | 306 | 344.99 | 5016.47 | 1.2 | 0.1 | 0.00475 |
| 7eme étage | 306 | 308.77 | 5017.52 | 1.3 | 0.1 | 0.00531 |
| 8eme étage | 306 | 272.23 | 5016.47 | 1.4 | 0.1 | 0.00602 |
| 9eme étage | 306 | 248.64 | 4984.29 | 1.5 | 0.1 | 0.00421 |
| 10ème étage | 306 | 233.61 | 5011.89 | 1.6 | 0.1 | 0.00701 |
| 11eme étage | 306 | 201.40 | 5016.70 | 1.7 | 0.1 | 0.00814 |
| 12eme étage | 306 | 129.73 | 5590.18 | 1.7 | 0.0 | 0 |

Tableau 5.7: Vérification de l'effet pΔ sens YY

5.12. Calcul de la force sismique selon la hauteur :

Selon Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des force s sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_{t_{x,y}} = 0,25 \cdot V$$

$$F_{t_{x,y}} = 0,07 \cdot T_{x,y} \cdot V \Rightarrow T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_{t_x} = 0.07 \times 4518.42 \times 0.78 = 246.70 \text{ KN} \leq 0,25 \times 4518.42 = 1129.61 \text{ KN}$$

$$F_{t_x} = 0.07 \times 4111.02 \times 0.90 = 258.99 \text{ KN} \leq 0,25 \times 4111.02 = 1027.76 \text{ KN}$$

$$F_j = \frac{(V - Ft) W_j h_j}{\sum W_j h_j}$$

Les résultats de la force sismique à la base V doit être distribué sur la hauteur de la structure, ce calculé à été effectué par MSE99.

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Avec :

W_i : Poids de l'étage « i ».

F_i : Force sismique du niveau i.

h_i : Hauteur du niveau i.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Niveaux | W_i | h_i | $W_i \times h_i$ | F_{ix} | F_{iy} | V_x | V_y |
|-------------|---------|-------|------------------|----------|----------|---------|---------|
| Sous-sol | 5041.53 | 3.06 | 18149.5 | 4092.26 | 499.33 | 4518.42 | 4111.02 |
| RDC | 5737.57 | 7.82 | 44867.79 | 4046.47 | 493.40 | 4518.42 | 4111.02 |
| 1ère étage | 5000.57 | 10.88 | 54406.20 | 3897.91 | 469.54 | 4518.42 | 4111.02 |
| 2ème étage | 4986.69 | 13.94 | 69514.45 | 3757.92 | 443.71 | 4518.42 | 4111.02 |
| 3ème étage | 5002.66 | 17 | 85045.22 | 3602.50 | 418.83 | 4518.42 | 4111.02 |
| 4ème étage | 5013.43 | 20.06 | 100569.40 | 3418.70 | 396.21 | 4518.42 | 4111.02 |
| 5ème étage | 4970.63 | 23.12 | 114920.96 | 3210.18 | 373.18 | 4518.42 | 4111.02 |
| 6ème étage | 5016.47 | 26.18 | 131331.18 | 2979.10 | 344.99 | 4518.42 | 4111.02 |
| 7ème étage | 5017.52 | 29.24 | 146712.28 | 2720.33 | 308.77 | 4518.42 | 4111.02 |
| 8ème étage | 5016.47 | 32.3 | 162031.90 | 2432.12 | 272.23 | 4518.42 | 4111.02 |
| 9ème étage | 4984.29 | 35.36 | 176244.49 | 2103.74 | 248.64 | 4518.42 | 4111.02 |
| 10ème étage | 5011.89 | 38.42 | 192556.81 | 1728.68 | 233.61 | 4518.42 | 4111.02 |
| 11ème étage | 5016.70 | 41.48 | 208092.71 | 1282.71 | 201.40 | 4518.42 | 4111.02 |
| 12ème étage | 5590.18 | 44.54 | 248986.61 | 732.46 | 129.73 | 4518.42 | 4111.02 |
| Somme | | | 1544584.22 | | | | |

Tableau 5.8 : disposition de la force sismique

5.13. Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

**Chapitre 06:
Etude des éléments
structuraux**

6.1. Introduction:

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

6.1. Les planchers :

6.1.1. Introduction :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage)

Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

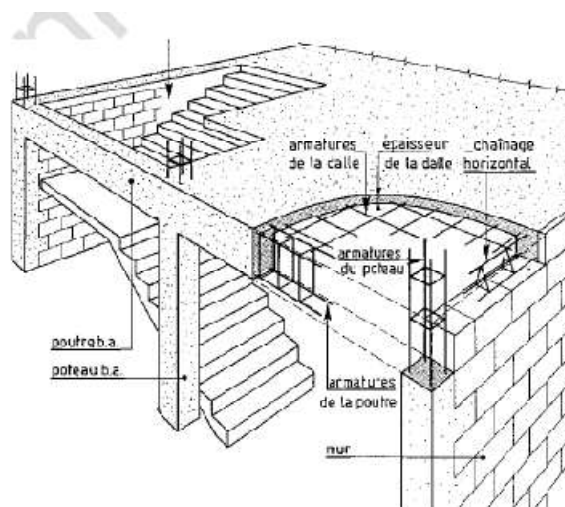


Figure 6.2.1 : Plancher en béton armé (dalles)

6.1.2. Etude des planchers dalle plein :

$\rho = 470 / 870 = 0.54$ $0.4 < \rho < 1$ Donc la dalle portent en deux sens

D'après le tableau :

$$\text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$$

6.1.2.1. Evaluation des charges :

❖ Du Sous-sol

$G = 6.2 \text{ kN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

6.2.2.2. Combinaison d'action :

$qu = (1.35G + 1.5Q) * 1\text{ml} = 8.37 \text{ KN/m}^2$

$qs = (G + Q) * 1\text{ml} = 8.7 \text{ KN/m}^2$

6.1.2.2. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

❖ ELU :

$$\begin{cases} Mx = \mu_x \times qu \times lx^2 \\ My = \mu_y \times Mx \\ Mx = 0.0908 * 8.37 * 4.7^2 = 16.79 \text{ KN.m} \\ My = 0.25 * 16.79 = 4.198 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ ELS

$$\begin{cases} Mx = \mu_x \times qu \times lx^2 \\ My = \mu_y \times Mx \\ Mx = 0.0948 * 8.7 * 4.7^2 = 18.22 \text{ KN.m} \\ My = 0.4050 * 18.22 = 7.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.1.2.3. La réduction des moments:

ELU : $\begin{cases} Mt = 0.85 Mx = 14.272 \text{ KN.m} ; Mt = 0.85 My = 3.568 \text{ KN.m} \\ Ma = 0.3 Mx = 5.037 \text{ KN.m} ; Ma = 0.30 My = 1.259 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} Mt = 0.85 Mx = 15.487 \text{ KN.m} ; Mt = 0.85 My = 6.273 \text{ KN.m} \\ Ma = 0.3 Mx = 5.466 \text{ KN.m} ; Ma = 0.30 My = 2.214 \text{ KN.m} \end{cases}$

6.1.2.4. Calcul des ferrillages :**Sens xx :**❖ **En travée :**

$$u = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = \frac{14272}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.031 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,984$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{14272}{0.984 \times 348 \times 18} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

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

On adopte: Ar = 3.14 cm² = 4T10❖ **En appuis:**

$$u = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = \frac{5037}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.01 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5037}{0.995 \times 348 \times 18} = 0.20 \text{ m}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 4T10 = 3.14 cm²**

6.1.2.5. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min = \{40; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20\text{cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

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

$$S_t \leq \min \{60; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

6.1.2.6. Vérification à l'ELS :

➤ **Aux travées**

- **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

Position de l'axe neutre:

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1525.5$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 4.74^3) / 3 + 15 \cdot 5.65 \cdot (18 - 4.74)^2 = 18451.27 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (15487 / 18451.27) * 4.74 = 3.98 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.98 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 15487 / 18451.27) * (18 - 4.74) = 166.95 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 166.95 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

➤ Aux appuis:

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Position de l'axe neutre:

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1525.5$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.74^3) / 3 + 15 * 5.65 * (18 - 4.74)^2 = 18451.27 \text{cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y_1 = (5466/18451.27) \cdot 4.74 = 1.40 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.40 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Contraintes dans les aciers

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

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser}/I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 2214/18451.27) \cdot (18 - 4.74) = 23.87 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 23.87 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

Sens yy :

➤ **En travée :**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{3568}{100 \cdot 14.2 \cdot 18^2} = 0.008 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3568}{0.996 \times 348 \times 18} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A_{st} = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

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

On adopte: A_r = 3.14 cm² = 4T10

❖ **En appuis:**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{1259}{100 \cdot 14.218^2} = 0.0027 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1259}{0,998 \times 348 \times 18} = 0,20 \text{ m}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 = 5T12$

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

6.1.2.7. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t2}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min = \{40; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

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

$$S_t \leq \min \{60; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

6.1.2.8. Vérification à l'ELS :

➤ **Aux travées**

- **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

Position de l'axe neutre:

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1525.5$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A(d-Y)^2]$$

$$I = (100*4.74^3)/3 + 15*5.65*(18 - 4.74)^2 = 18451.27 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I)*y_1 = (6273/18451.27)*4.74 = 1.61 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.61 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser}/I * (d-y_1) = (15 * 6273/18451.27) * (18 - 4.74) = 67.62 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 67.62 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis:**

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Position de l'axe neutre:

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1525.5$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A(d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 4.74^3) / 3 + 15 \cdot 5.65 \cdot (18 - 4.74)^2 = 18451.27 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (2214 / 18451.27) \cdot 4.74 = 0.57 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.57 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 2214 / 18451.27) \cdot (18 - 4.74) = 23.87 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_s = 23.87 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

6.1.3. Les moments totaux appliqués sur Les dalles des différents étages:

Les résultats des moments appliqués sur la dalle des différents niveaux sont, résumés dans le tableau suivant :

| Niveau | ELU | | | ELS | | |
|--|--------|--------|-------|--------|--------|-------|
| | M x | Mt | Ma | M x | Mt | Ma |
| RDC | 32.157 | 27.333 | 9.647 | 23.710 | 20.154 | 7.113 |
| étage courant (1,2,3,4,5,6,7,8,9,1,11,12) | 21.626 | 18.382 | 6.488 | 16.376 | 13.919 | 4.913 |
| Terrasse | 30.788 | 26.169 | 9.236 | 17.968 | 15.273 | 5.390 |

Tableau 6.1: Les valeurs des moments de chaque niveau en sens x-x

6.1.4. Calcul des ferrillages :**6.1.4.1. RDC****➤ En travée :**

$$u = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = \frac{27333}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.060 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{27333}{0.969 \times 348 \times 18} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2 = 7T12$

Espacement = 20 cm

➤ Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 = 4T10$

➤ En appuis:

$$u = \frac{M1}{b\sigma_b d^2} = \frac{9647}{100 \times 14.218^2} = 0.021 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{9647}{0.989 \times 348 \times 18} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2 = 7T12$

Espacement = 20 cm

➤ Armature de répartition:

$$A_r = A_{st}/4 = 7.92/4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

6.1.4.2. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_t = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$St \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$ (charge répartie + charge concentrée)

$$St \leq \min = \{40; 25 \text{ cm}\} = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

$$\text{Appui : } St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$St \leq \min \{60; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

6.1.5. Etage courant :

➤ **En travée :**

$$u = \frac{M1}{b \sigma_b d^2} = \frac{18382}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.040 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,979$$

$$As = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{18382}{0.979 \times 348 \times 18} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20cm

➤ **Armature de répartition:**

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

On adopte: $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{T}10$

➤ **En appuis:**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{6488}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.014 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6488}{0.993 \times 348 \times 18} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5\text{T}12$

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_r = 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

6.1.5.1. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$St \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$ (charge répartie + charge concentrée)

$St \leq \min \{40; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}.$

Appui : $St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}.$

Travée : $St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}.$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

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

$$S_t \leq \min \{60; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$



Condition vérifiée

6.1.6. Terrasse

➤ **En travée :**

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = \frac{26169}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.057 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{26169}{0.971 \times 348 \times 18} = 4.30 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

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

On adopte: Ar= 3.14cm² = 4T10

➤ **En appuis:**

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = \frac{9236}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.020 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{9236}{0.989 \times 348 \times 18} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 5.65cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

6.1.6.1. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$ (charge répartie + charge concentrée)

$S_t \leq \min = \{40; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$

Appui : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$

Travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

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

$S_t \leq \min \{60; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$

Appui : $S_t = 20\text{cm} \leq 33 \text{ cm.}$

Travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$

Condition vérifiée

6.1.7. Vérification des contraintes :

Le calcul et vérification des contraintes sont résumé dans le tableau suivant :

| | M (KN.m) | A choisi (cm ²) | Y | I (cm ⁴) | Σbc Mpa | $\overline{\sigma bc}$ Mpa | σs Mpa | $\overline{\sigma s}$ | Observation |
|---|-------------|-----------------------------------|------|-------------------------|--------------------|-------------------------------|-------------------|-----------------------|-------------|
| RDC | Travée | 7.92 | 5.5 | 24108.33 | 4.56 | 15 | 157.25 | 201.63 | CV |
| | Appuis | 7.92 | 5.5 | 24108.33 | 1.62 | 15 | 55.65 | 201.63 | CV |
| étage courant (1,2,3,4,5,6 ,7,8,9,11, 12) | Travée | 5.65 | 4.74 | 18451.27 | 3.58 | 15 | 150.04 | 201.63 | CV |
| | Appuis | 5.65 | 4.74 | 18451.27 | 1.26 | 15 | 52.96 | 201.63 | CV |
| Terrasse | Travée | 5.65 | 4.74 | 18451.27 | 3.92 | 15 | 164.64 | 201.63 | CV |
| | Appuis | 5.65 | 4.74 | 18451.27 | 1.38 | 15 | 58.10 | 201.63 | CV |

Tableau 6.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).

6.3. Etude du Les voile :

6.3.1. Introduction :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

6.3.2. Combinaison des charges :

En fonction du type des sollicitations, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ **Combinaison fondamentale : (selon BAEL 99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

❖ **Combinaison accidentelle : (selon RPA 99 version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

6.3.3. Voile 1 (L= 4.40 m) :

| Type | L (m) | e(m) | Combinaison | N _{max} | M _{max} | T (KN) |
|----------------------|-------|------|---------------------|------------------|------------------|--------|
| Voile 1 _x | 4.40 | 0.30 | G+Q+E _x | 2216.39 | -3910.77 | 652.28 |
| | | | G+Q+E _y | 4176.67 | -319.64 | -24.58 |
| | | | 0.8G+E _x | 1166.68 | -3814.67 | 657.34 |
| | | | 0.8G+E _y | 801.67 | -5227.26 | 520.20 |
| | | | ELU | 5678.70 | -437.55 | -33.21 |

Tableau 6.3 : sollicitation des voiles

Combinaison : 0.8G+E_y

6.3.3.1. Ferraillage vertical :

$$N = 801.67 \text{ KN}$$

$$M = -5227.26 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 2.2 \text{ m}$$

$$I = (b \cdot h^3) / 12 = 2.13 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = \sigma = \frac{801.67}{352.35} + \frac{5227.26 \cdot 2.2}{2.13}$$

$$\sigma_t = 5401.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{801.67}{352.35} - \frac{5227.26 \cdot 2.2}{2.13}$$

$$\sigma_c = -5396.77 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L1} = \frac{\sigma_t}{LT}$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot L1}{\sigma_c}$$

$$L1 = L - LT$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot (L - LT)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c + \sigma_t) \cdot LT = \sigma_t \cdot L$$

$$L_t = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{5401.32 \cdot 4.4}{5396.77 + 5401.32} = 2.2$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{s}$$

$$Ft = S \cdot \sigma_t$$

$$S = \frac{b \cdot LT}{2} = 0.33 \text{ m.}$$

$$F_t = S \cdot \sigma_t = 0.33 \cdot 5401.32 = 1782.44 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{1782.44 \cdot 10^{-3}}{400} = 4.47 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 44.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.15\% \cdot 30 \cdot 440$$

$$A_{\min} = 19.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre :**

$$D \geq a/10 = 30/10 = 3 \text{ cm}$$

On prend : $D = 12 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Selon BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(2a, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(60, 33)$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon RPA 99 V 2003: $S_t \leq \min(1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(45, 30)$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Selon RPA 99 v 2003 :

Zone d'about : $A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 19.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

Zone courante : $A_{\min} = 0,10 \% b \times h = 13.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

• **Armatures finales :**

$$A = \max(A_{\text{calculée}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}})$$

$A = 44.56 \text{ cm}^2$ \rightarrow Pour les deux nappes du mur voile.

Espacement :

$$S_t = \min(1,5b; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

$$\text{On prend : } \begin{cases} S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone courante.} \\ S_t' = S_t/2 = 10 \dots\dots\dots \text{ en zone d'about.} \end{cases}$$

6.3.3.2.Choix des armatures appliquées :

• **Armatures verticales :**

On prend :

$$A_v (\text{zone d'about}) = 25T16 = 50.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{Pour les deux nappes du mur voile}).$$

$$A_v (\text{zone courante}) = 10 T16 = 20.11 \text{ cm}^2 \quad (\text{Pour les deux nappes du mur voile}).$$

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{A_{v \text{ totale}}}{4} = 17.59 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_h = 10T12 + 4T12 = 18.09 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

On prend :

$$A_t (\text{zone d'about}) = \text{cadre } \Phi_8.$$

$$A_t (\text{zone courante}) = 4 \text{ épingle} / \text{m}^2$$

6.3.3.3. Ferrailage horizontale :

D'après RPA 99 version 2003 :

$$\text{Si } \tau_b \leq 0.025 * f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$\text{Si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% b * a$$

$$\tau_b = \frac{v}{b * d} \quad \text{avec : } V = 1.4 V \text{ max}$$

V max: l'effort tranchant maximum **V max = 728.28 KN**

$$\tau_b = \frac{728.28 * 10^{-3}}{0.30 * 3.96}$$

$$\tau_b = 0.613 \text{ MPa} < 0.025 * f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$A_t \geq 0.15\% * 440 * 30$$

$$A_t \geq 19.8 \text{ cm}^2$$

On prend un diamètre : **D = 12 mm**

- **Armature de peau :**

$$A_c = 0.2\% b * L = 0.2\% * 30 * 440 = 26.4 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des voiles est regroupé dans le tableau suivant :

| Type | Ferrailage vertical | | Ferrailage horizontal | | Cadre |
|---------|---------------------|----|-----------------------|----|-------|
| | A choisie | St | A choisie | St | |
| Voile 1 | 25T16+10T16 | 15 | T12 | 15 | Ø8 |

Tableau 6.4 Ferrailage des voiles

6.3.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{vu}{b*d}$$

$$V = 1.4 * V_{max}$$

| Type | Combinaison | V max | τb | 0.2*fc28 | Observation |
|---------|-------------|--------|----------|----------|-------------|
| Voile 1 | 0.8G + E | 728.28 | 0.613 | 5 | CV |
| | G + Q + E | 913.19 | 0.769 | 5 | CV |
| | ELU | 46.49 | 0.039 | 5 | CV |

Tableau 6.5 : Vérification des contraintes de cisaillement

6.3.3.5. Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc * f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 1x : N max = 2225.30 KN

$$V = \frac{Nd}{Bc * f_{c28}} = \frac{2225.3}{0.30 * 25} = 0.29 \leq 0.3$$

6.3.4. Voile 1 (L= 1.60m) :

| Type | L (m) | e(m) | Combinaison | N _{max} | M _{max} | T (KN) |
|---------|-------|------|---------------------|------------------|------------------|--------|
| Voile 2 | 1.60 | 0.30 | G+Q+E _x | 2130.06 | -197.10 | 47.75 |
| | | | G+Q+E _y | 2548.86 | -10.58 | 3.78 |
| | | | 0.8G+E _x | 1452.70 | -194.27 | 46.75 |
| | | | 0.8G+E _y | 825.88 | -327.25 | 67.16 |
| | | | ELU | 3472.39 | -14.42 | 5.11 |

Tableau 6.6 : sollicitation des voiles

Combinaison : 0.8G + E_y

6.3.4.1. Ferrailage vertical :

$$N = 825.88 \text{ KN}$$

$$M = -327.25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 0.8 \text{ m}$$

$$I = (b \cdot h^3) / 12 = 0.10 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = \sigma = \frac{825.88}{352.35} + \frac{327.25 \cdot 0.8}{0.10}$$

$$\sigma_t = 2620.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{825.88}{352.35} - \frac{327.25 \cdot 0.8}{0.10}$$

$$\sigma_c = -2615.66 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L1} = \frac{\sigma_t}{LT}$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot L1}{\sigma_c}$$

$$L1 = L - LT$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot (L - LT)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c + \sigma_t) \cdot LT = \sigma_t \cdot L$$

$$L_t = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = 0.80$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = S \cdot \sigma_t$$

$$S = \frac{b \cdot LT}{2} = 0.12$$

$$F_t = S \cdot \sigma_t = 314.44 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{314.44}{400} 10^{-3} = 0.79 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2 = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.15\% \cdot 30 \cdot 160$$

$$A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre :**

$$D \geq a/10 = 30/10 = 3 \text{ cm}$$

On prend : $D = 12 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Selon BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(2a, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(60, 33)$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon RPA 99 V 2003: $S_t \leq \min(1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(45, 30)$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Selon RPA 99 v 2003 :

Zone d'about : $A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 7.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

Zone courante : $A_{\min} = 0,10 \% b \times h = 4.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

• **Armatures finales :**

$$A = \max(A_{\text{calculée}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}})$$

$A = 7.86 \text{ cm}^2$ \rightarrow Pour les deux nappes du mur voile.

Espacement :

$$S_t = \min(1,5b; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone courante.} \\ S_t' = S_t/2 = 10 \dots\dots\dots \text{ en zone d'about} \end{array} \right.$$

6.3.4.2. Choix des armatures appliquées :

- **Armatures verticales :**

On prend :

A_v (zone d'about) = 6T14 = 9.24 (Pour les deux nappes du mur voile).

A_v (zone courante) = 8 T16 = 16.08 cm² (Pour les deux nappes du mur voile).

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{A_v \text{ totale}}{4} = 6.33 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_h = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

On prend :

A_t (zone d'about) = cadre Φ_8 .

A_t (zone courante) = 4 épingle / m²

6.3.4.3. Ferrailage horizontale :

D'après RPA 99 version 2003 :

Si $\tau_b \leq 0.025 * f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.15\% b * a$

Si $\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% b * a$

$\tau_b = \frac{v}{b * d}$ avec : $V = 1.4 V \text{ max}$

$V \text{ max} : L'effort \text{ tranchant maximum } V \text{ max} = 90.024 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{90.024}{0.30 * 1.44}$$

$\tau_b = 0.208 \text{ MPa} < 0.025 * f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0.15\% b * a$

$A_t \geq 0.15\% * 160 * 30$

$A_t \geq 7.2 \text{ cm}^2$

On prend un diamètre : $D = 12 \text{ mm}$

➤ Armature de peau :

$$A_c = 0.2\%b*L = 0.2\%*30*160 = 9.6 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des voiles est regroupé dans le tableau suivant :

| Type | Ferrailage vertical | | Ferrailage horizontal | | Cadre |
|---------|---------------------|----|-----------------------|----|-------|
| | A choisie | St | A choisie | St | |
| Voile 1 | 6T16+4T14 | 15 | T12 | 15 | Ø8 |

Tableau 6.7 : Ferrailage des voiles

6.3.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{vu}{b*d}$$

$$V = 1.4 * V_{\max}$$

| Type | Combinaison | V max | τb | $0.2*f_{c28}$ | Observation |
|----------|-------------|--------|----------|---------------|-------------|
| Voile 1x | 0.8G + E | 90.024 | 0.208 | 5 | CV |
| | G + Q + E | 66.85 | 0.155 | 5 | CV |
| | ELU | 7.154 | 0.017 | 5 | CV |

Tableau 6.8 : Vérification des contraintes de cisaillement

6.3.4.5. Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc*f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 1x : $N_{\max} = 2548.86 \text{ KN}$

$$V = \frac{Nd}{Bc*f_{c28}} = \frac{2153.47*10^{-3}}{0.30*25} = 0.29 \leq 0.3$$

6.3.5. Schéma Ferrailage de voiles :

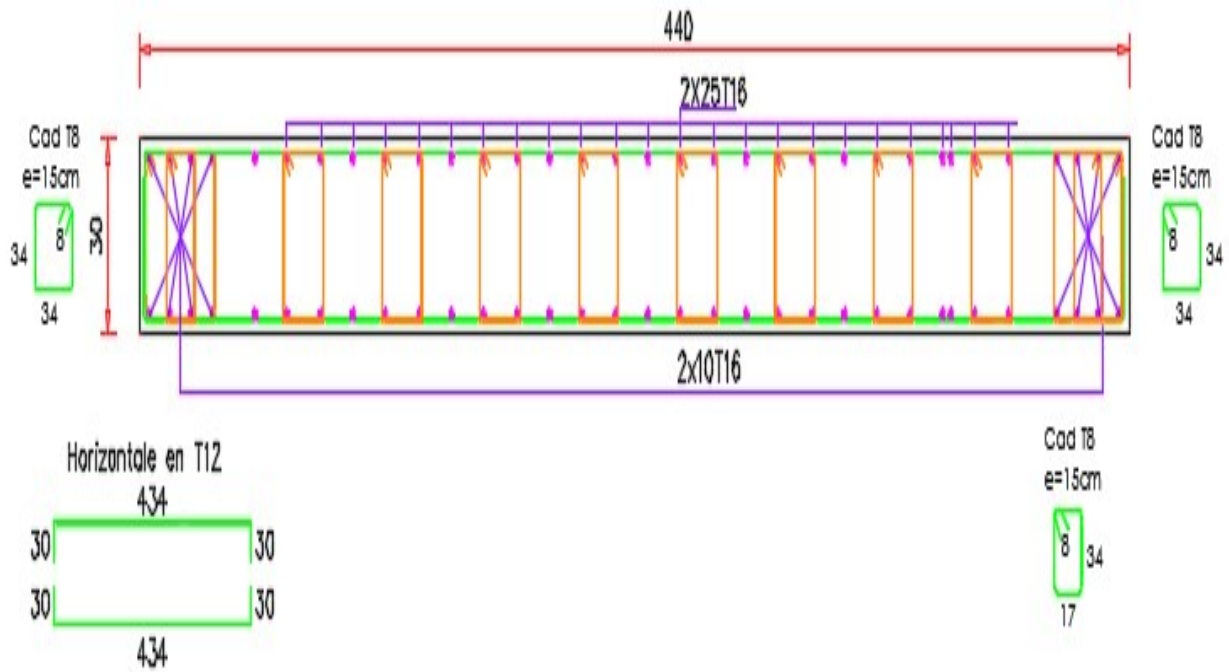


Figure 6.3.1 : Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L= 4.40m

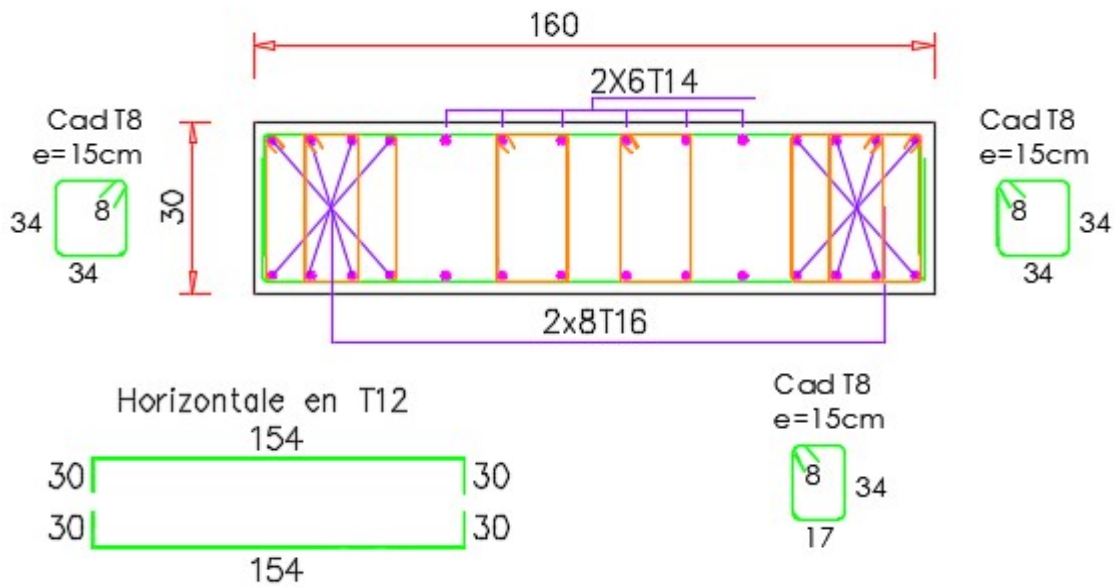


Figure 6.3.2 : Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L= 1.60m.

6.4. Voile périphérique :

6.4.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q: surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 22.17^\circ$
- K_a : coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.452$$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \varphi) = 0.452$$

6.4.2. Le Dimensionnement :

D'après le **R.P.A.99**; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a : $e = 20\text{cm}$

6.4.2.1. Calcul des charges :

1. Poussée des terres :

$$P1 = K_a \cdot \gamma \cdot (h^2/2)$$

Avec :

$P1$: Poussé des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

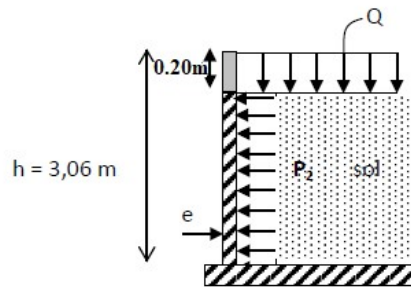


Figure 6.4.1 : Schéma statique d'une voile périphérique.

➤ **Combinaison fondamentale**

ELU : $q_u = 1,35\gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1,35 \times 19,4 \times 3,06 \times 0,452 \times 1 = 36,22 \text{ kN. m}$

ELS : $q_u = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 26,83 \text{ kN. m}$

6.4.2.2. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$L_x = 1,35 \text{ m.}$

$L_y = 3,60 \text{ m}$

$L_x/l_y = 1,35 / 3,06 = 0,44 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle portent en deux sens

Avec: $\vartheta = 0$

ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0,1049 \\ \mu_y = 0,025 \end{cases}$ ELS : $\begin{cases} \mu_x = 0,1075 \\ \mu_y = 0,3155 \end{cases}$

$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x = 36,22 \times 1,35^2 \times 0,1049 = 6,925 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,173 \end{cases}$

| Panneau le plus sollicité | | ELU | ELS |
|---------------------------|------------------|-------|-------|
| Moments Isostatiques | M_{0x} (kN. m) | 6.925 | 5.27 |
| | M_{0y} (kN. m) | 0.173 | 1.663 |
| Moment sen travée | M_{tx} (kN. m) | 5.351 | 4.479 |
| | M_{ty} (kN. m) | 0.147 | 1.414 |
| Moment sen appui | M_{ax} (kN. m) | 1.889 | 1.581 |
| | M_{ay} (kN. m) | 0.052 | 0.499 |

Tableau 6.9 : Détermination des moments fléchissant du mur voile.

➤ Aux travées

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5351}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,012 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,012}) = 0,015$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,015 = 0,994$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{5351}{0,994 \cdot 18 \cdot 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm², avec un espacement de 15 cm.

• Armatures de répartition :

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

Soit 4HA10 = 3,14 cm², avec un espacement de 15 cm.

➤ Aux appuis:

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1889}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0041 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0041}) = 0,0051$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,0051 = 0,997$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{1889}{0,997 \cdot 18 \cdot 348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm², avec un espacement de 15 cm.

• Armatures de répartition :

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

Soit 4HA10 = 3,14 cm², avec un espacement de 15 cm.

6.4.2.3. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.42 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.24 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min = \{40; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition:**

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

$$S_t \leq \min \{60; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 15\text{cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Aux travées**

Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

• **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1525.5$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.74^3) / 3 + 15 * 5.65 * (18 - 4.74)^2 = 18451.27 \text{ cm}^4.$$

• **contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (4479 / 18451.27) * 4.74 = 1.15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

- **Contraintes dans les aciers**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 4479 / 18451.27) * (18 - 4.74) = 48.28 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 48.28 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis:**

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- **Contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (1581 / 18451.27) * 4.74 = 0.41 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.4 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

- **Contraintes dans les aciers**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 1581 / 18451.27) * (18 - 4.74) = 17.04 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 17.04 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

6.5. Poutre:

6.5.1. Poutre Noyée Chainages (20x55):

6.5.1.1. Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.5.1.2. Les moments de la poutre:

Les moments fléchissant et l’effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

6.5.1.3. Combinaisons d’actions :

- Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Tableau des sollicitations :

| Poutres | M_{max}^t (kN. m) | | | M_{max}^a (kN. m) | | | T (KN) |
|--------------------------|---------------------|-------|-------|---------------------|--------|--------|--------|
| | ELU | ELS | G+P+E | ELU | ELS | G+P+E | |
| Poutres noyées Chainages | 26.54 | 19.44 | 16.69 | -29.79 | -21.65 | -30.75 | 207.97 |

Tableau 6. 10:Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot.

6.5.1.4. Calcul de ferrailage :

- Ferrailage longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 55 \text{ cm} & h = 20 \text{ cm} \\ d = 0.9 \cdot h = 18 \text{ cm} & d' = 0.1 \cdot h = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **En travée :**

ELU :

$$u = \frac{Mt}{b\sigma_b d^2} = \frac{26540}{55 \times 14.2 \times 18^2} = 0.104 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{26540}{0.945 \times 348 \times 18} = 4.48 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 6.16 cm² = 4T14**

Espacement = 15 cm

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_s$$

Condition vérifiée

- **En appuis:**

$$u = \frac{Mq}{b\sigma_b d^2} = \frac{26790}{55 \times 14.2 \times 18^2} = 0.118 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.157$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{29790}{0.937 \times 348 \times 18} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 4T14**

Espacement = 15cm

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_s$$

Condition vérifiée

$$\text{➤ RPA : } 0,5\%b \times h = 0,5\% \times 20 \times 55 = 5.5 \text{ cm}^2$$

6.5.1.5. Vérification à l'ELS :

➤ Aux travées

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)
- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 27.5y_1^2 + 92.4y_1 - 1663.2$$

$$y_1 = 6.28 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A(d-Y)^2]$$

$$I = (55*6.28^3)/3 + 15*6.16*(18-6.28)^2 = 11566.62 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I)*y_1 = (19440/11566.62)*6.28 = 10.55 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10.55 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

➤ Aux appuis:

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 27.5y_1^2 + 92.4y_1 - 1663.2$$

$$y_1 = 6.28 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A(d-Y)^2]$$

$$I = (55*6.28^3)/3 + 15*6.16*(18-6.28)^2 = 11566.62 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (21650 / 11566.62) \cdot 6.28 = 11.75 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 11.75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Ferraillage transversal :**

• **Vérification de la contrainte tangente :**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 207.97 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20797}{550 \cdot 180} = 0.21 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{1\max}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{200}{35}; 16; \frac{550}{10} \right) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

• **Calcul de l'espacement :**

Selon le B.A.E.L 91

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 55} = 36.55 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot k \cdot f_{ij}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 400}{1,15 \times 55 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 27.14 \text{ cm}$$

Soit : **St = 15 cm**

Selon RPA99/V2003

En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \rightarrow$ soit **St=10cm**

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit $S't = 15\text{m}$.

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,3\% \times S't \times b = 2.03 \text{ cm}^2$

6.5.2. Poutres (30 × 60) :

| Poutres | M_{\max}^t (kN. m) | | | M_{\max}^a (kN. m) | | | T (KN) |
|----------------------|----------------------|-------|-------|----------------------|--------|--------|--------|
| | ELU | ELS | G+Q+E | ELU | ELS | G+Q+E | |
| Poutres (30 × 60) | 16.41 | 12.06 | 15.64 | -23.23 | -17.06 | -15.50 | 144.19 |

Tableau 6. 11: Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Robot.

6.5.2.1. Calcul de ferrailage :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} & h = 60 \text{ cm} \\ d = 0.9 \cdot h = 54 \text{ cm} & d' = 0.1 \cdot h = 6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **En travée :**

• **ELU :**

$$u = \frac{Mt}{b\sigma_b d^2} = \frac{16410}{30 \cdot 14.2 \cdot 54^2} = 0.013 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_s = \frac{M1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{16410}{0.993 \times 348 \times 54} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 6T16 + 2T10**

Espacement = 15cm

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{st}$$

Condition vérifiée

• **En appuis:**

$$u = \frac{Mqa}{b\sigma_b d^2} = \frac{23230}{30 \times 14.2 \times 54^2} = 0.019 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{23230}{0.991 \times 348 \times 54} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 4T14 = 6.16 cm**

Espacement = 15cm

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{st}$$

Condition vérifiée

➤ **RPA : 0,5%b × h = 0,5% × 30 × 60 = 9 cm²**

6.5.2.2. Vérification à l'ELS :

➤ **Aux travées**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

• **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 15y_1^2 + 13.2 y_1 - 712.8$$

$$y_1 = 6.47 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (30 \cdot 6.47^3) / 3 + 15 \cdot 0.88 \cdot (54 - 6.47)^2 = 32528.53 \text{ cm}^4.$$

• **Contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (12060 / 32528.53) \cdot 6.47 = 2.39 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.39 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

➤ **Aux appuis:**

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 15y_1^2 + 18.75 y_1 - 1012.5$$

$$y_1 = 7.61 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (30 \cdot 7.61^3) / 3 + 15 \cdot 1.25 \cdot (54 - 7.61)^2 = 44757.71 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (12060 / 44757.71) \cdot 7.61 = 2.05 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.05 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Ferraillage transversal :**

- **Vérification de la contrainte tangente :**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 144.19 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{144190}{300 \cdot 540} = 0.89 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{1\max}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{600}{35}; 16; \frac{300}{10}\right) = 16\text{mm}$$

$$\phi_t \leq 16\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

• **Calcul de l'espacement :**

Selon le B.A.E.L 91

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{ct}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 20} = 100,5\text{cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{ct}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3.k.f_{ij}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 400}{1,15 \times 30 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 49,94 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$

Selon RPA99/V2003

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow$ soit $St = 10\text{cm}$.

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit $St = 15\text{cm}$.

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 2,03 \text{ cm}^2$

6.5.3. Résumée des calculs des ferrillages des poutres :

| Poutres (cm ²) | A calculée (cm ²) | | A _{min} BAEL (cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | A _{adp} (cm ²) | |
|-------------------------------|-------------------------------|----------------|--|---|-------------------------------------|----------------|
| | A _t | A _a | | | A _t | A _a |
| 60x30 | | | 1.95 | 9 | 6T16+2T10 | 8T16 |
| 20x55 | 1.57 | 1.59 | 1.20 | 5.5 | 8T14 | 8T14 |

Tableau 6.12: Ferrillage des poutres.

6.5.4. Schémas de ferrailage des poutres :

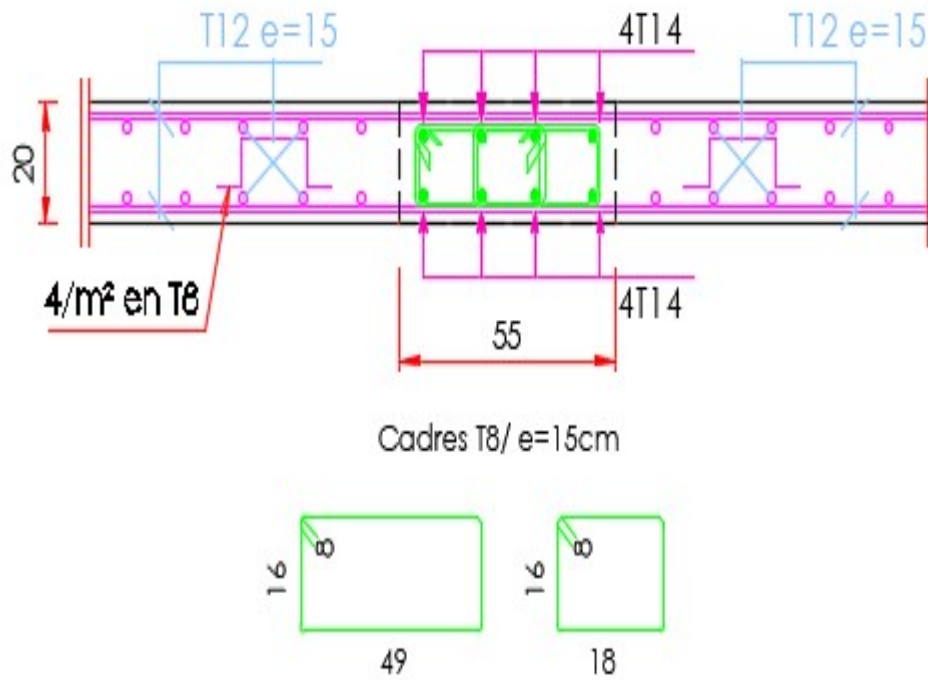


Figure 6.5.1 :Schémas de ferrailage des poutres (22 x55) cm²

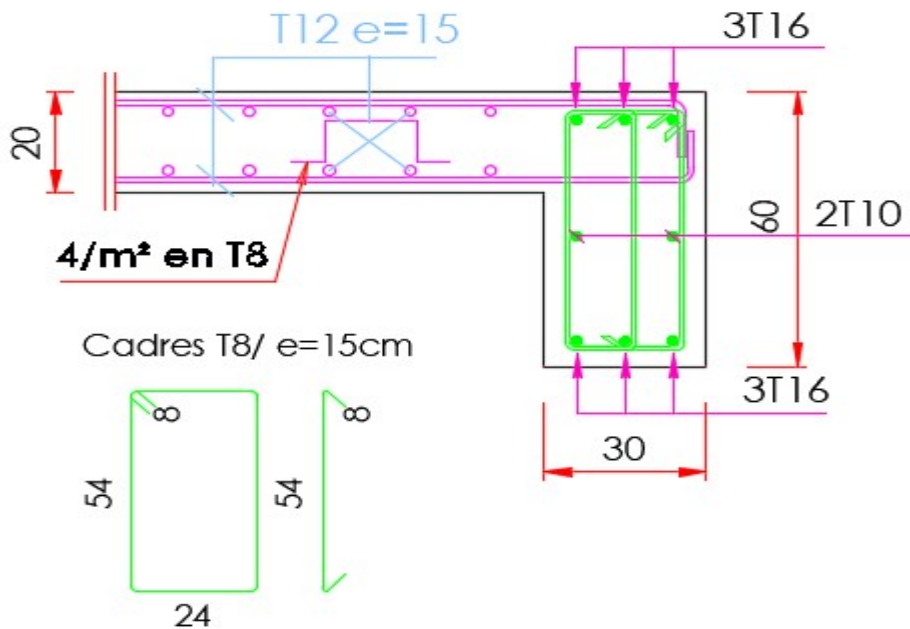


Figure 6.5.2 :Schémas de ferrailage des poutres (30 x 60) cm²

Chapitre 07 :
Etude de
l'infrastructure

7.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

7.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 294.62 m^2 , ainsi que le poids de la structure

$W = 72014.90 \text{ KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évidé ;
- Radier général ;

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface

des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$

Avec :

S_S : est la surface de la semelle

S_B : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a: $N = 69377.07 + 5910.70 = 75287.77 \text{ KN}$

$$S_S = S_S = \frac{75287.77}{250} = 301.15 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification:**

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \frac{301.15}{294.62} = \implies 1.02 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- Néglige l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité de son exécution.

7.3. Étude du radier :

7.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles

de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

➤ **Condition de rigidité :**

$$\text{radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : est la longueur élastique.

L_{\max} : la plus grande distance entre deux voiles = 6.70m.

b : largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation = $3,2 \cdot 10^6$ t/ml

$$I : \text{inertie d'une bande d'1m du radier } I = \frac{bh_r^3}{12}$$

h_r : Hauteur du radier.

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40 \text{ MN/m}^2$

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 6.70^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq 01.07 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{6.70}{8} \leq h_r \leq \frac{6.70}{5} \rightarrow 0.84 \leq h_r \leq 1,34(\text{m}) \dots \dots \dots (2)$$

Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 4.80\text{m}$ et $L_y = 6.70\text{m}$

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\text{la fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{fc28}{\gamma_b}; 4\right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,72 > 0,4 \text{ ladalletravailledanslesdeuxdirections}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q: charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_t} = \frac{75287.77}{294.62} = 255.54 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} T_x = 451.54 \text{ kN/ml} \\ T_y = 408.86 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$T_{\max} = T_x = 451.54 \text{ kN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{451.54}{0,9 \times 1 \times 3000} \rightarrow h_r \geq 0.17\text{m} \dots \dots \dots (3)$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :→ U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2,6 + 4h_r$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELUR

Pour notre structure $N_{u\max} = 10252.5 \text{ kN}$ appliquée sur une voile de section $(30 \times 40)\text{cm}^2$.

$$N_u \leq 0.045(2.6 + 4h_r) \times h_r \times \frac{25}{1.5}$$

$$N_u \leq 1.95h_r + 3.0006h_r^2$$

$$1950h_r + 3001h_r^2 - 10252.5 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 10263.81 \Rightarrow h \geq 1.10\text{m}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1,10\text{m}$.

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

➤ **Hauteur de la nervure (h_n)**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{670}{10} = 67\text{cm} \rightarrow \text{on prend } h_n = 70\text{cm}$$

➤ **Epaisseur de la dalle**

$$e \geq \frac{L}{20} = 33.5\text{cm} \rightarrow \text{on prend } e = 40\text{cm}$$

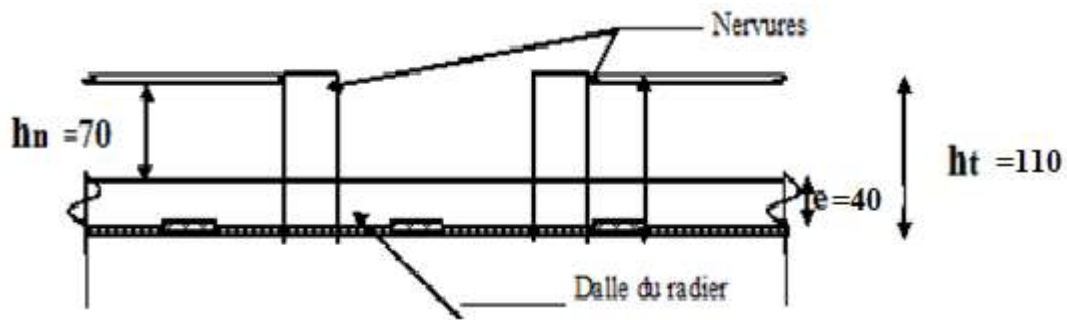


Figure 7.1 : Dimension du radier.

7.4. Dimensionnement des poutres :

7.4.1. Poutre principale :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10}\right)$$

$$L_x = 480 \text{ cm} ; L_y = 670 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{670 - 40}{2} = 315 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend $b_1 = 48$ et $b_0 = 40$

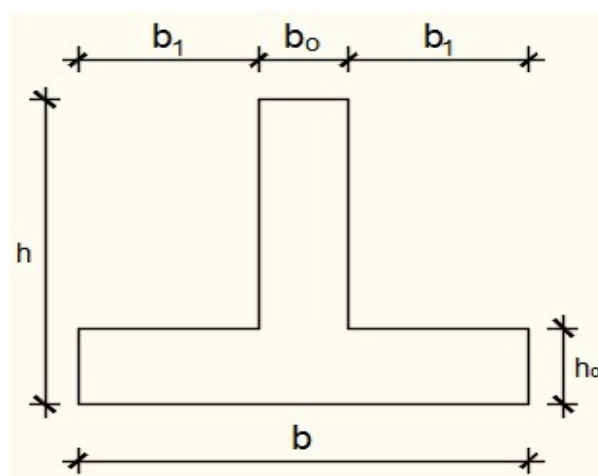


Figure 1 : Section transversale des nervures dans les deux sens.

7.5. Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier : $h_r = 110\text{cm}$; $e = 40\text{ cm}$ et surface du radier : $S = 335.22\text{m}^2$

Centre de gravité de la section du radier

$X_G = 12.19\text{m}$ et $Y_G = 5.79\text{m}$

$\Rightarrow I_{xx} = 650.16\text{m}^4$ et $I_{yy} = 2547.17\text{ m}^4$.

7.5.1. Calcul du poids propre du radier :

➤ **Poids du radier sans nervures**

$G_{\text{radier}} = S \times e \times \gamma_b = 335.22 \times 0,4 \times 25 = 3352.2\text{ kN}$

➤ **Poids des poutres principales :**

La longueur totale des poutres noyées : $L_{pp} = 88.51\text{ m}$

$G_{pp} = h_n \times b_0 \times L_{pp} \times \gamma_b = 0,7 \times 0,40 \times 88.51 \times 25 = 619.57\text{ kN}$

➤ **Poids propre des poutres secondaires :**

La longueur totale des poutres : $L_{ps} = 72.91\text{ m}$

$G_{ps} = h_n \times b_0 \times L_{ps} \times \gamma_b = 0,7 \times 0,4 \times 72.91 \times 25 = 510.37\text{kN}$

Donc le poids total du radier $\rightarrow P_r = G_{\text{radier}} + G_{pp} + G_{ps} = 5321.57\text{ kN}$

➤ **Charge d'exploitation : $Q_{\text{radier}} = 1,5S = 502.83\text{ kN}$**

Sollicitation du radier d'après le logiciel ROBOT :

| | N (kN) | M_x(kN.m) | M_y(kN.m) |
|------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|
| ELU | 74376.59 | -53.7 | 69.00 |
| ELS | 61319.89 | -39.49 | -28.35 |

Tableau 7.1. :Les différentes sollicitations sur le radier.

7.6. Combinaison d'action :

Pour une situation durable ou transitoire :

- **ELU : $(1,35G + 1,5p) + (1,35P_r + 1,5Q)$**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

N_u^1 : la somme algébrique de toutes les réactions sur le radier (déduites du robot).

N_u^2 : poids du radier en tenant compte des nervures et surcharges d'exploitation.

$$\begin{cases} N_u = 74376.59 + (1,35 \times 5321.57 + 1,5 \times 502.83) = 82314.95\text{ kN} \\ M_x = 53.7\text{ kN.m} \\ M_y = -69.00\text{ kN.m} \end{cases}$$

- **E.L.S** : $(G + p) + (P_r + Q)$

$$\begin{cases} N_{ser} = 61319.89 + (5321.57 + 502.83) = 67144.29 \text{ kN} \\ M_x = -39.49 \text{ kN.m} \\ M_y = -28.35 \text{ N.m} \end{cases}$$

7.6.1. Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

v: Ordonnée du centre de gravité

- **ELU** :

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{82314.95}{335.22} \pm \frac{53.7}{650.16} \times 12.19 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,46 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,46 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2,46 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{82351.2}{335.22} \pm \frac{69}{2547.17} \times 5.79 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,46 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,46 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2,46 \text{ bars}$$

- **ELS** :

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{67144.29}{335.22} \pm \frac{39.49}{650.16} \times 12.19 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2.01 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2.01 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2.01 \text{ bars.}$$

Sens-Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{67144.29}{335.22} \pm \frac{28.35}{2547.17} \times 5.79 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2.00 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2.00 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2 \text{ bars}$$

Remarque :

D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2, donc : $\overline{\sigma_{sol}} = 5 \text{ bars}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

7.7. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$P > 1,5S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

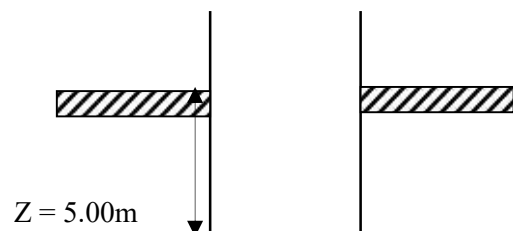


Figure 7.3 : Ancrage de la structure.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$)

$P = 72014.90 \text{ kN} > 1,5 \times 335.22 \times 10 \times 5 = 25141.5 \text{ kN} \rightarrow$ Condition Vérifiée

Donc notre structure ne risque pas d'être soulevée sous l'effet de la pression hydrostatique.

7.8. Ferraillage du radier

La dalle travaille dans les deux directions ($\rho = 0,72$). Le calcul se fera pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

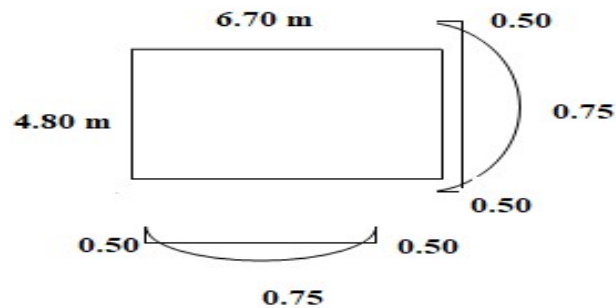


Figure 2 : Les sollicitations sur la dalle.

7.8.1. Détermination des sollicitations :

Tous les panneaux portent dans les deux sens :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \quad \text{et} \quad M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,75M_{0x}$

En appui : $M_{ax} = -0,50M_{0x}$

$M_{ty} = 0,75M_{0y}$ $M_{ay} = -0,50M_{0y}$

Considérant le panneau le plus défavorable :

$L_x = 4.8 \text{ m}$ et $L_y = 6.7 \text{ m}$

$$\begin{cases} q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 246 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = \sigma_m \times 1\text{m} = 201 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

| Panneau le plus sollicité | | ELU | ELS |
|-----------------------------|------------------|---------|--------|
| Moments isostatiques | M_{0x} (kN. m) | 372.94 | 331.31 |
| | M_{0y} (kN. m) | 172.44 | 200.87 |
| Moments en travée | M_{tx} (kN. m) | 279.71 | 248.48 |
| | M_{ty} (kN. m) | 129.33 | 150.65 |
| Moments en appui | M_{ax} (kN. m) | -186.47 | 165.65 |
| | M_{ay} (kN. m) | -86.22 | 100.43 |

Tableau 7.2: Détermination des moments fléchissant du radier.

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$q = \sigma_m \times 1ml = 246 \times 1m_L = 246 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0658 \\ \mu_y^u = 0,4624 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,0658 \times 246 \times 4,80^2 = 372.94 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,4624 \times 372.94 = 172.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$Mt_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 372.94 = 279.71 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 172.44 = 129.33 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis intermédiaires :**

$$Ma_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 372.94 = 186.47 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 172.44 = 86.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service:**

$$q = \sigma_m \times 1ml = 200 \times 1m_L = 200 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0719 \\ \mu_y^s = 0,6063 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0719 \times 200 \times 4,8^2 = 331.31 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,6063 \times 331.31 = 200.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$Mt_x^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 331.31 = 248.48 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^s = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 200.87 = 150.65 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis intermédiaires :**

$$Ma_x^s = 0,5 \times M_x^s = 0,5 \times 331.31 = 165.65 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^s = 0,5 \times M_y^s = 0,5 \times 200.87 = 100.43 \text{ KN.m}$$

7.8.2. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :❖ **Sens X-X :**

➤ **En travées :**

$$M_t^u = 279.71 \text{ KN.m} = 279710 \text{ N.M}$$

▪ **Etat limite ultime:**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{279710}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,160$$

$$\mu = 0,160 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,219$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,912$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{279710}{348 \times 0,912 \times 35} = 25.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 25.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures:

$$9T20/\text{ml} \rightarrow A = 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_t^{\text{ser}} = 248.48 \text{ KN.m} = 248480 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25.13}{100} = 3,79$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 3,79 = 263.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,79 + \sqrt{3,79^2 + 263.2} = 12,87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 12,87^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (35 - 12,87)^2 = 255664.55 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{248480}{255664.55} = 0,97$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 12.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,97 \times (35 - 12,87) = 321.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t2}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{248480}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,010$$

$$\mu_1 = 0,010 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,852 \\ K_1 = 18.78 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{18.78} = 10.74 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{248480}{201,63 \times 0,852 \times 35} = 41.32 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$9T25/ml \rightarrow A = 44.18 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

- **En appuis:**

$$M_{ax}^u = 186.47 \text{ KN.m} = 186470 \text{ N.M}$$

- **Etat limite ultime :**

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{186470}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,107$$

$$\mu = 0,107 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,943$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{186470}{348 \times 0,943 \times 35} = 16.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 16.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$6T20/\text{ml} \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 186.47 \text{ KN.m} = 186470 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18.85}{100} = 2.82 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,82 = 197.92 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,36 + \sqrt{2,36^2 + 197.92} = 11.52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.52^3}{3} + 15 \times 18.85 \times (35 - 11.52)^2 = 159893.21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{I} = \frac{186470}{159893.21} = 0,85$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,85 \times (35 - 11.52) = 299.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{186470}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0075$$

$$\mu_1 = 0,0041 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,868 \\ K_1 = 22,88 \end{cases}$$

- V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{22,88} = 8,81 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{186470}{201,63 \times 0,868 \times 35} = 30,44 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$10T20/\text{ml} \rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

❖ **Sens Y-Y :**

➤ **En trav\u00e9es :**

$$Mt_y^u = 129,33 \text{ KN.m} = 129330 \text{ N.M}$$

➤ **Etat limite ultime:**

- V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\mu = \frac{Mt_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{129330}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,083$$

$$\mu = 0,0081 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} =$$

$$348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,108$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,957$$

- D\u00e9termination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{129330}{348 \times 0,957 \times 33} = 11,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilit\u00e9 : [CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 11,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T20/\text{ml} \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- **Etat limite de service:**

$$M_t^{\text{ser}} = 150.65 \text{ KN.m} = 150650 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,57}{100} = 1,89 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 33 \times 1,89 = 124,74 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,89 + \sqrt{1,89^2 + 124,74} = 9,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,44^3}{3} + 15 \times 12,57 \times (33 - 9,44)^2 = 132700,21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{150650}{132700,21} = 1.13$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 10.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c2} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.13 \times (33 - 9,44) = 399.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{150650}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0068$$

$$\mu_1 = 0,0056 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,873 \\ K_1 = 24.37 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{24,37} = 8,27 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \nexists$$

$$A_s = \frac{M_{t_y}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{150650}{201,63 \times 0,873 \times 33} = 25,08 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T20/ml \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2/ml \quad e = 15 \text{ cm}$$

➤ **En appuis:**

$$Ma_y^u = 86,22 \text{ KN.m} = 86220 \text{ N.M}$$

➤ **Etat limite ultime:**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{86220}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,055$$

$$\mu = 0,055 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{Ma_y^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{86220}{348 \times 0,972 \times 33} = 7,72 \text{ cm}^2/ml$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier FeE400 :

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 7,72 \text{ cm}^2/ml$$

- **Choix des armatures:**

$$7T12ml \rightarrow A = 7,92 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service:**

$$Ma_y^{ser} = 100,43 \text{ KN.m} = 100430 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,92}{100} = 1,19 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 33 \times 1,19 = 78,41 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,19 + \sqrt{1,19^2 + 78,41} = 7,74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,44^3}{3} + 15 \times 7,79 \times (33 - 7,74)^2 = 88285,89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{100430}{88285,89} = 1.13$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.13 \times (33 - 7,74) = 328.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t2}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S.}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ay}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{100430}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0045$$

$$\mu_1 = 0,0045 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31.73 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{31.73} = 6.35 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_{ay}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{100430}{201,63 \times 0,893 \times 33} = 16.9 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$9T16/ml \rightarrow A = 18.10 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

7.9. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 246 \text{KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ml} = 246 \times 1 \text{m}_L = 246 \text{KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -246 \times \frac{0,50^2}{2} = -30,75 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30750}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,0083 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas Et}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{30750}{348 \times 0,991 \times 36} = 2,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$\sigma_m = 201 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1 \text{ml} = 201 \times 1 \text{m}_L = 201 \text{ KN/m}_L$$

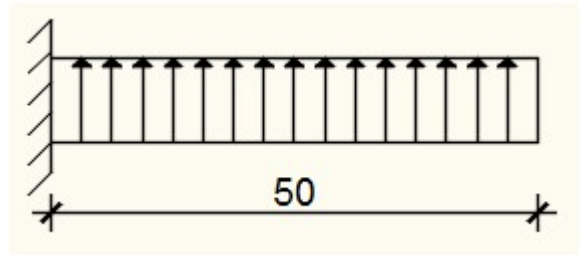


Figure 7.5 : Schéma statique du débordement.

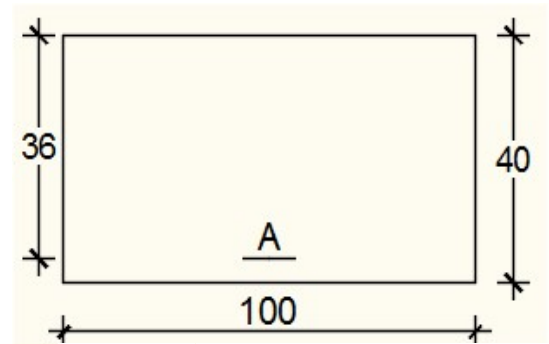


Figure 7.6: Section de calcul.

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = -201 \times \frac{0,50^2}{2} = -25.125 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,05^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,05)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{25125}{107617,56} = 0,23$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,21 \times (36 - 8,05) = 96,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

7.9.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = q_u \times L = 246 \times 0,5 = 123 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{123000}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

7.10. Conclusion :

Ce dernier chapitre a été primordialement dédié au calcul des fondations mais tout d'abord nous avons commencé le calcul du ferrailage des murs voiles périphériques tout en respectant les règlements imposés par le BAEL et RPA.

Pour ce qui concerne aux fondations nous sommes optés pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûr et économique et nous avons mentionné par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et ferrillé selon la section d'acier minimale donnée par le RPA.

Conclusion générale.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (ROBOT) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants.

Quand le projet nous a été confié, Nous avons conscience de la grande tâche à la quelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs.

Les aspects positifs :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le Sur dimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.
- Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferrillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres.

L'aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérifications sécuritaires.

Cette étude nous a permis de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

Références bibliographiques

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]
- Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]
- Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]
- Jean-Pierre Mougins, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyroles 2000. [BAEL91]

➤ Mémoires d'ingéniera :

Mémoire de fin d'étude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial « SS+RDC+09 étages » en Béton Armé, Université de TLEMCEN, Encadré par : Mr.F.B.HOUTI

Etude technique et managériale d'un bâtiment

« SS+RDC+07 étages » type dalle voile à Sidi Chaker-Tlemcen, Université de TLEMCEN, Encadré par : Mr. HAMZAOUI.F

Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. BENSOULA Mohamed.

Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation

Contreventé par des voiles porteurs.

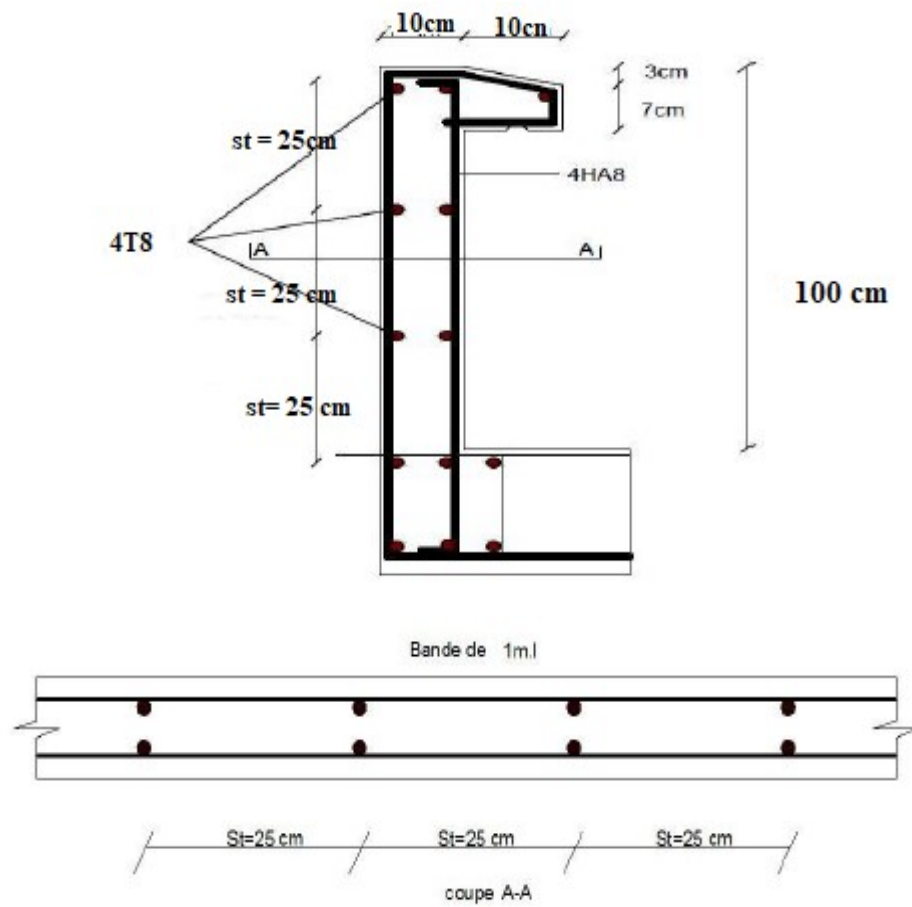
Site web :

- fr.wikipedia.org

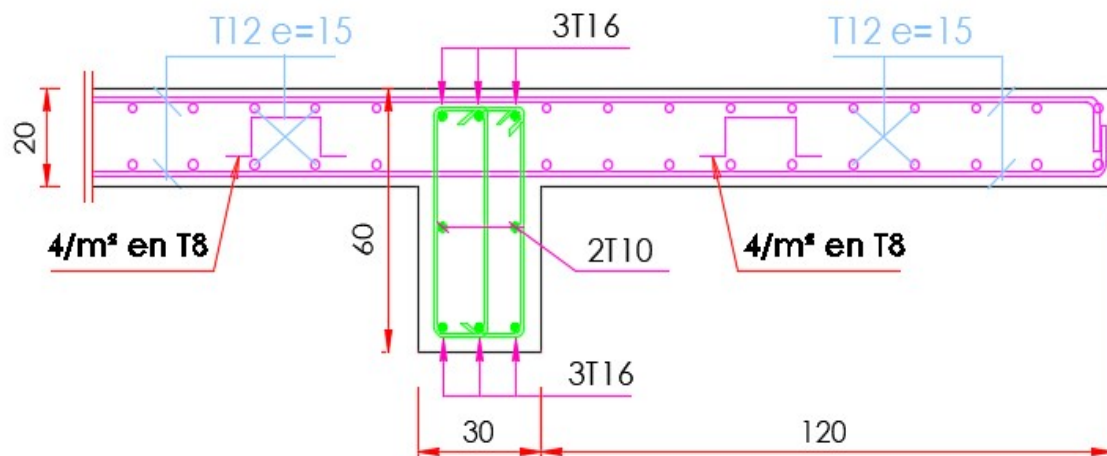
Outils informatiques :

- MS WORD
- RDM6
- MS EXCEL

Annexe



Schémas de ferrailage d'acrotère.



Plan de ferrailage des balcons.

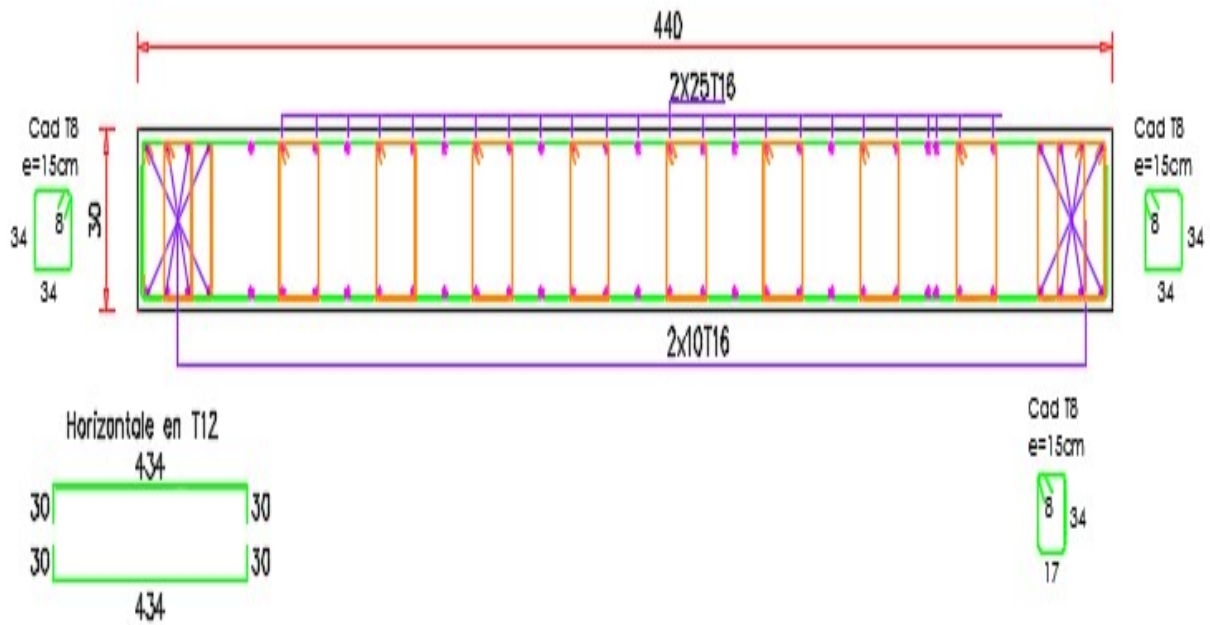


Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L= 4.40m

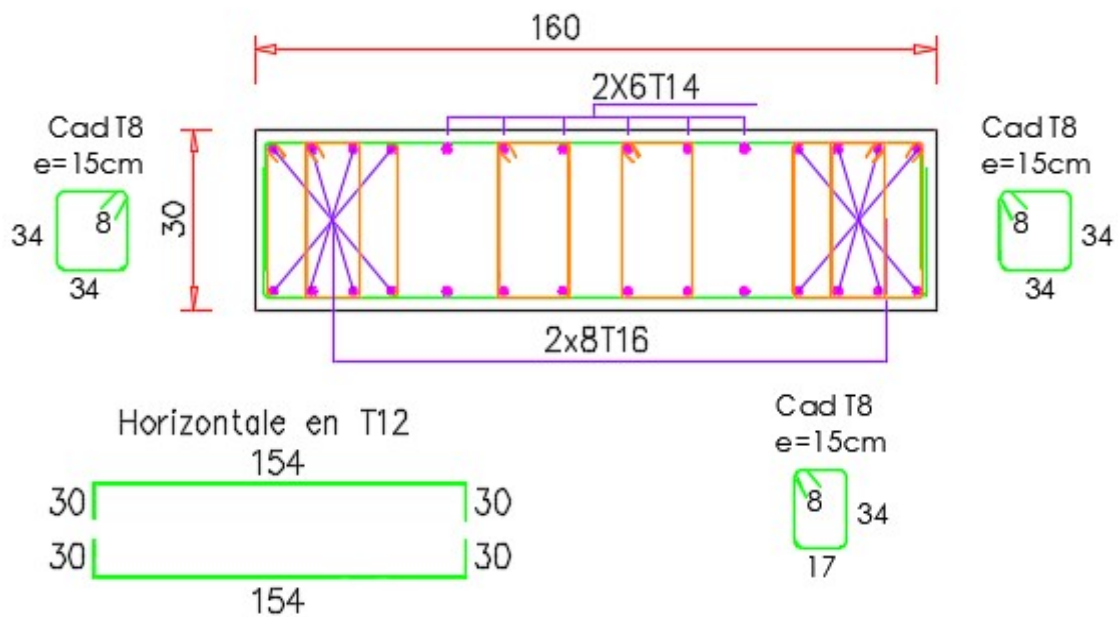
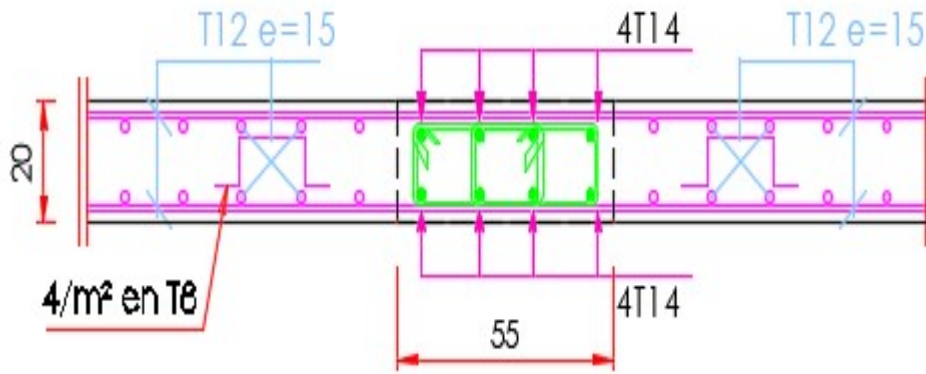


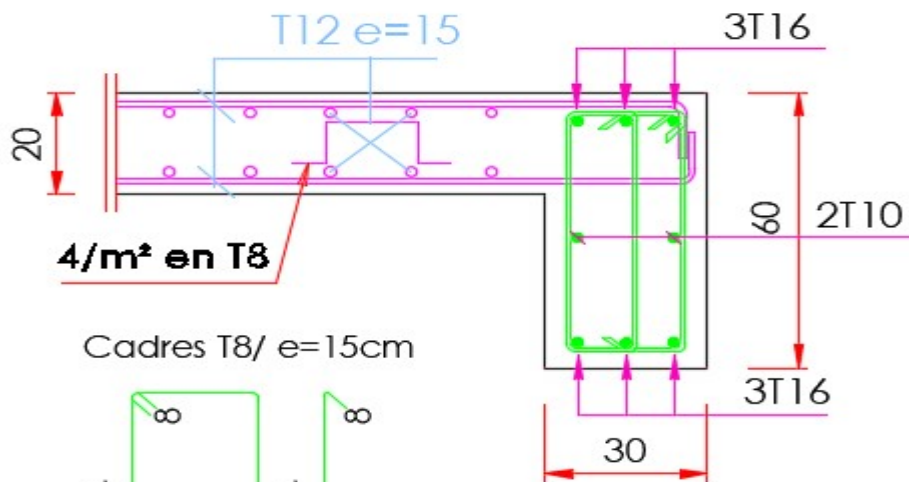
Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L= 1.60m



Cadres T8/ e=15cm



Schémas de ferrailage des poutres (22 x55) cm²



Schémas de ferrailage des poutres (30 x 60) cm²

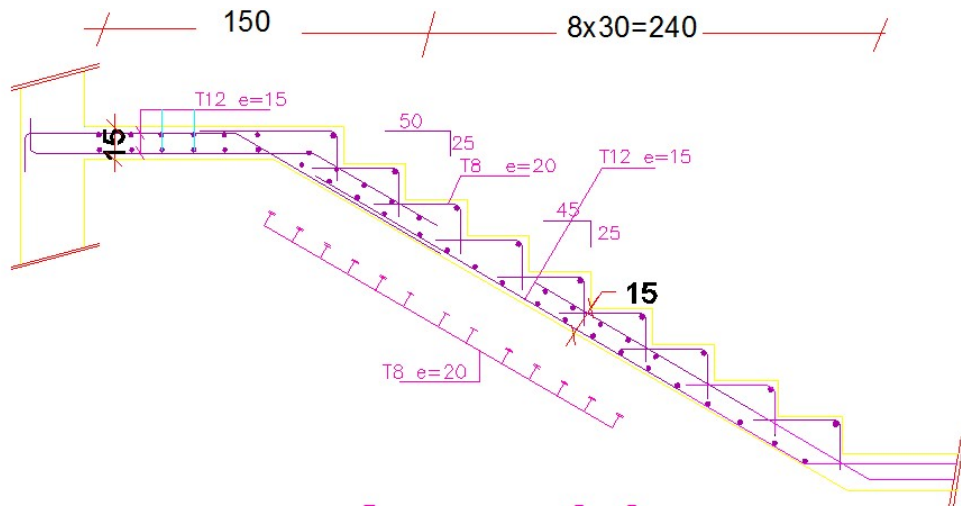
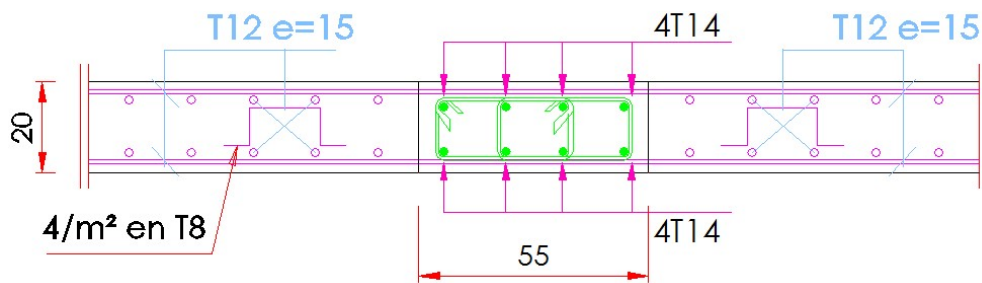


Schéma de ferrailage d'escalier.



Cadres T8/ e=15cm



Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

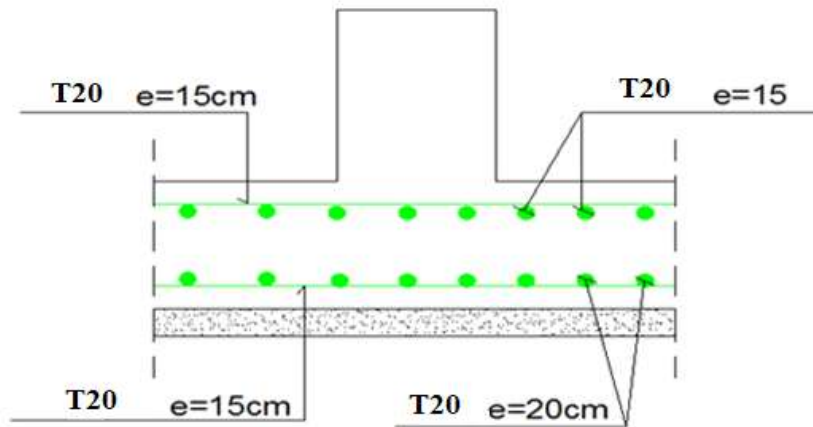


Schéma de ferrailage de radier.