

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de RELIZANE
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département: Génie civil et travaux publics



جامعة غليزان
RELIZANE UNIVERSITY

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en :
Génie civil

Intitulé

**Etude d'un bâtiment R+7 avec sous-sol a usage
d'habitation**

Présenté par:

Mlle : MILOUDI Sabah

Mlle : ZIDI Aya

Devant les membres de jury :

Président :Mr ZINE Abdallah Maître de conférence A (U. Relizane)

Encadreur :Mr CHAIB Ouaddah Maître de conférence A (U. Relizane)

Examineur : Mr AIT Mohamed Ameur Maître de conférence A (U. Relizane)

Année universitaire :2024/2025

Remerciements

*Avant tout nous remercions le tout puissant Dieu **ALLAH** pour tout.*

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenus durant toutes nos études.

*Nous remercions chaleureusement **Dr Chaib Ouaddah** notre encadrant pour ses conseils avisés sa disponibilité et son accompagnement tout au long de ce travail.*

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation de Master.

Enfin nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents pour leur amour inconditionnel leur sacrifices et
leur soutien morale et matériel.*

*Ma mère Amel et Mon père Maamar A ma famille Miloudi et Djilali
A mes chers frères et ma sœur.*

A tous mes amis et surtout Aya et Narimane

sabah

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, fruit de tant d'efforts et de sacrifices, à ceux qui occupent une place précieuse dans mon cœur.

À ma chère mère et mon cher père, piliers de ma vie, merci pour votre amour, votre patience et votre soutien inébranlable.

Sans vous, je ne serais jamais arrivée là où je suis aujourd'hui.

À mes frères, sœurs et toute ma famille zidi votre présence m'a toujours donné la force d'avancer.

*À l'âme de mon grand-père bien-aimé, qui veille sur moi depuis les cieux...
Ton absence me pèse, mais ton souvenir reste une lumière dans mon cœur.*

À mes chères amies Sabah et Narimane votre amitié a été un refuge et un soutien inestimable.

Merci pour les moments partagés, les encouragements et les sourires. Ce succès est le vôtre autant que le mien.

Aya

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

<i>I.1. Introduction.....</i>	1
<i>I.2. Présentation de l'ouvrage.....</i>	1
<i>I.3. Caractéristiques géométriques de la structure.....</i>	1
<i>I.4. Description technique de l'ouvrage.....</i>	1
<i>I.5. Données du site.....</i>	2
<i>I.6. Présentation des plans.....</i>	3
<i>I.7. Caractéristiques des matériaux.....</i>	10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

<i>II.1. Introduction.....</i>	18
<i>II.2. Prédimensionnement.....</i>	18
<i>II.3. Descente des charges.....</i>	25
<i>II.4. Choix du poteau.....</i>	28

CHAPITRE III : Etude des planchers

<i>III.1. Introduction.....</i>	32
<i>III.2. Plancher à corps creux.....</i>	32

CHAPITRE IV : Calcul des éléments non structuraux

<i>IV.1. Introduction.....</i>	54
<i>IV.2. Acrotère.....</i>	54

IV.3. L'escalier 57

IV.4. La poutre palière 61

IV.5. Etude d'ascenseur 63

CHAPITRE V : Etude sismique

V.1. Introduction 73

V.2. Les méthodes de calcul 73

V.3. Choix de la méthode de calcul 74

V.4. Méthode statique équivalente 76

CHAPITRE VI : Etude des éléments résistants

VI.1. Introduction 82

VI.2. Ferrailage des poutres 82

VI.3. Ferrailage des poteaux 87

VI.4. Les voiles 92

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction 105

VII.2. Calcul des fondations 105

VII.3. Contrainte admissible du sol 106

VII.4. Radier général 107

VII.5. Ferrailage du radier 113

VII.6. Calcul des nervures 117

VII.7. Calcul des voiles de l'infrastructure 125

CONCLUSION

RÉSUMÉ

BIBLIOGRAPHIE

Liste des tableaux

Tableau I.1 : types du ciment.	10
Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers.	15
Tableau IV.1 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière.	62
Tableau IV.2 : Les moments isostatiques des rectangles.	68
Tableau V.1 : Déplacement des étages (sens longitudinal).	81
Tableau V.2 : Déplacement des étages (sens transversal).	81
Tableau VI.1 : Ferrailage longitudinal des poteaux.	89
Tableau VI.2 : Ferrailage transversale des poteaux.	90
Tableau VI.3 : Ferrailage des voiles VT1/VT2.	98
Tableau VI.4 : Ferrailage des voiles VT3/VT4.	98
Tableau VI.5 : Ferrailage des voiles VL3/VL4.	98
Tableau VI.6 : Ferrailage des voiles VL5/VL6.	99
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.	99
Tableau VII.1 : Les moments développés au centre des panneaux à l'ELU	113
Tableau VI.2 : Les moments développés au centre des panneaux à l'ELS.	114
Tableau VII.3 : Les données pour ferrailer le radier.	115
Tableau VIII.4 : Ferrailage des panneaux a l'ELU (SDT) sens x-x.	115
Tableau VII.5 : Ferrailage des panneaux a l'ELU (SDT) sens x-x.	115
Tableau VII.6 : Moments isostatiques dans le panneau le plus sollicité	128
Tableau VII.7 : Moments de continuité dans le voile périphérique.	128
Tableau VII.8 : Ferrailage de voile de l'infrastructure dans les deux sens à l'ELU	129

Tableau VII.9 : Ferrailage de voile de l'infrastructure dans les deux sens à l'ELS	129
Tableau VII.10 : Ferrailage de voile périphérique	130

Liste des figures

Figure I.1 : Plan sous-sol.	3
Figure I.2 : Plan RDC.	4
Figure I.3 : Plan premier étage.	5
Figure I.4 : Plan étage courant.	6
Figure I.5 : Plan terrasse.	7
Figure I.6 : Coupe A-A.	8
Figure I.7 : Façade EST.	9
Figure I.8 : Modélisation de la structure.	9
Figure I.9 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.	13
Figure I.10 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.	14
Figure I.11 : Diagramme contraintes déformations de calcul pour l'acier.	15
Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.	18
Figure II.2 : Dimensions des poutrelles.	20
Figure II.3 : coupe d'un voile en élévation.	22
Figure II.4 : coupe d'un voile en plan.	23
Figure II.5 : Constituants d'un escalier.	23
Figure II.6 : Schéma statique de l'escalier.	24
Figure II.7 : Coffrage de l'acrotère.	27
Figure III.8 : La surface portée par le poteau le plus sollicité.	29
Figure III.1 : Schéma des poutrelles.	32
Figure III.2 : Schéma de ferrailage des dalles.	52

Figure IV.1 : les dimensions de l'acrotère.	54
Figure IV.2 : croquis de ferrailage de l'acrotère.	56
Figure IV.3 : Schéma des escaliers.	57
Figure IV.4 : schéma statique de calcul.	58
Figure IV.5 : Résultats de calcul RDM	58
Figure IV.6 : croquis de ferrailage de l'escalier.	60
Figure IV.7 : croquis de ferrailage de la poutre palière.	62
Figure IV.8 : Ascenseur.	63
Figure IV.9 : Dimensions de l'ascenseur.	64
Figure IV.10 : Schéma de poinçonnement.	66
Figure IV.11 : Distances des rectangles des charges concentrées.	67
Figure IV.12 : Moment en appui et en travée.	69
Figure V.1 : Limites des décrochements en plan.	75
Figure V.2 : Limites des décrochements en élévation.	75
Figure VI.1 : Organigramme de calcul des sections rectangulaires en flexion simple à l'ELU.	83
Figure VI.2 : Schéma du ferrailage des poutres.	87
Figure VI.3 : Schéma du ferrailage des poteaux.	91
Figure VI.4 : Disposition des voiles.	92
Figure VI.5 : Organigramme de calcul en flexion composée.	97
Figure VII.1 : Ferrailage de radier.	116
Figure VII.2 : Lignes de ruptures des panneaux.	117
Figure VII.3 : Section de la nervure.	118
Figure VII.4 : Représentation de la section considérée sous M	119
Figure VII.5 : Schéma de voile périphérique	126

Liste d'abréviations

- A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
- B : Facteur de comportement de la structure ; aire d'une section de béton.
- BAEL : Béton armé à l'état limite.
- B_r : Section du béton réduite.
- C : Centre de flexion.
- C_d : Coefficient de pression dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.
- C_{frj} : Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
- D_i : Facteur d'amplification dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton.
- E_{vj} : Module de déformation différée du béton.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- e : Epaisseur, excentricité.
- FP : Fissuration préjudiciable.
- FPP : Fissuration peu préjudiciable.
- FTP : Fissuration très préjudiciables.
- G : Charge permanente, module d'élasticité transversal.
- g : Largeur de la marche.
- H : Hauteur totale du bâtiment.
- I : Moment d'inertie.
- I_e : Inertie équivalente.
- i : Inertie du linteau.
- I_w : Inertie polaire.

- K : Rigidité.
- K_s : Coefficient du site.
- L : Portée.
- M : Moment, masse.
- M_0 : Moment en travée isostatique.
- M_t : Moment en travée de la poutre considérée.
- M_{ap} : Moment sur appuis.
- M_u : Moment ultime.
- N_g : Effort normal développé par les charges permanentes.
- N_q : Effort normal développé par les charges d'exploitation.
- N_u : Effort normal ultime.
- n : Nombre de niveaux.
- P, W : Poids.
- Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.
- q : Densité de charge répartie.
- q_{10} : Pression dynamique de base du vent.
- q_H : Pression dynamique du vent agissant sur la hauteur H .
- R : Réaction.
- RPA : Règlement parasismique Algérien.
- S : Surface de l'élément considéré, moment statique, Matrice de souplesse.
- S_t : Espacement entre armatures.
- T : Effort tranchant, période.
- U_c : Périmètre.
- V : Effort tranchant, action sismique à la base.
- VL : Voiles longitudinales.
- VT : Voiles transversales
- $X_{ej}; Y_{ej}$: Coordonnées du centre de torsion à l'étage « j » par rapport à un repère d'axe Parallèle aux directions principales du bâtiment (ox, oy).
- Z : Bras de levier entre les aciers et le béton.
- d' : Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.

- d : Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
- a : Cote du poteau carré.
- b : Largeur de la poutre.
- f : Flèche.
- f_{bu} : Contrainte admissible de flambement.
- f_{ej} : Résistance à la compression.
- f_{tj} : Résistance à la traction.
- f_e : limite élastique de l'acier.
- I_f : Longueur du flambement.
- α : Coefficient de sécurité ou flambement, coefficient de participation.
- γ : Poids volumique.
- β : Coefficient de majoration dynamique.
- γ_b : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
- γ_s : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
- δ : Coefficient de dimension, déplacement.
- ε : Déformation relative du béton comprimé.
- ε_b : déformation relative de l'acier tendu.
- η : Coefficient de fissuration.
- λ : Coefficient d'élanement.
- μ_r : Moment résistant.
- σ : Contrainte normale.
- σ_{bc} : Contraint de compression de béton.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contraint de compression de béton.
- σ_s : Contrainte dans l'acier.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite de service de l'acier.
- σ_{s10} : Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.
- ω : Pulsation propre.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinal.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversal.

Resumé

Le présent travail s'articule autour de la conception et le dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation en R+7, avec sous-sol, situé à la wilaya de RELIZANE qui est considérée par le RPA 99 (version 2003) comme une zone de sismicité (zone IIa). Le bâtiment se compose d'une ossature de portiques (poutres - poteaux) contreventé par des voiles en béton armé. L'étude a été effectuée en tenant compte des recommandations du BAEL91 (modifiée99), le CBA et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003 pour le dimensionnement des éléments de la structure en béton armé. Le prédimensionnement des éléments structuraux a été réalisés en tenant compte des contraintes architecturales et structurales ainsi que de la contrainte du délai réduit réservé pour la construction. Concernant les logiciels de calcul, nous avons eu recours aux logiciels ETABS pour concevoir un modèle informatique de la structure et pour la détermination des armatures nécessaires pour chaque élément porteur ainsi que la vérification de la stabilité de l'ouvrage, la résistance du système de contreventement et les déplacements autorisés.

Mots clés : conception, dimensionnement, Code (CBA), RPA 99/2003, logiciels ETABS.

ABSTRACT

The present work focuses on the design and dimensioning of a residential building with a basement and seven above-ground floors (R+7), located in the wilaya of Relizane, which is classified as a seismic zone (Zone IIa) according to the Algerian seismic code RPA 99 (2003 version). The building consists of a frame structure with reinforced concrete beam-column systems, braced by reinforced concrete shear walls. The study was carried out in accordance with the recommendations of the BAEL91 (amended 1999), the Algerian Concrete Code (CBA), and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003 for the design of reinforced concrete structural elements. The preliminary dimensioning of structural elements was performed by taking into account architectural and structural constraints, as well as the short construction schedule. Regarding calculation software, ETABS was used to create a digital model of the structure, to determine the required reinforcement for each structural element, and to verify the stability of the structure, the strength of the bracing system, and the permissible displacements.

keywords: Design, sizing (or design calculation), Code (CBA), RPA 99/2003, ETABS software

ملخص

يركز هذا العمل على تصميم وتحديد أبعاد مبنى سكني يتكون من طابق تحت أرضي وسبعة طوابق ويقع في ولاية غليزان، التي تُصنّف كمنطقة زلزالية المنطقة (IIa) وفقاً للمعايير الزلزالية الجزائرية RPA 99 إصدار 2003.

يتكون المبنى من هيكل إطار مكوّن من أعمدة وعوارض خرسانية مسلحة، مدعّم بجدران قص خرسانية مسلحة. تم إجراء الدراسة وفقاً لتوصيات قواعد (BAEL91) المعدلة سنة 1999، وكود الخرسانة الجزائري (CBA)، واللوائح الزلزالية الجزائرية (RPA 99/2003)، من أجل تصميم العناصر الإنشائية المصنوعة من الخرسانة المسلحة. تم القيام بالتحديد الأولي لأبعاد العناصر الهيكلية مع مراعاة القيود المعمارية والهيكلية، بالإضافة إلى قصر مدة الإنجاز المخصصة للبناء.

أما بالنسبة لبرامج الحساب، فقد تم استخدام برنامج ETABS لإنشاء نموذج رقمي للهيكل، وتحديد التسليح اللازم لكل عنصر إنشائي، وكذلك التحقق من استقرار المنشأ، ومقاومة نظام التدعيم، والتنقلات المسموح بها.

كلمات مفتاحية: التصميم، التحقق من الأبعاد، كود (CBA)، RPA 99/2003، برنامج ETABS.

Introduction

La croissance démographique a poussé l'ingénieur à concevoir des bâtiments de hauteurs considérables afin de gagner en espace et de satisfaire la demande de la population. Vu l'importance et la complexité de la mission, le concepteur a dû s'acquérir à de nombreuses connaissances dans le domaine de la construction et d'établir des règlements de calculs pour une sécurité optimale et des coûts plus ou moins abordables. C'est dans cette direction et vision des choses que s'inscrit notre travail, qui correspond à la conception et à l'étude d'une structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation comportant un rez-de-chaussée, (07) étages et un sous-sol, et ce, en suivant les prescriptions réglementaires nécessaires ainsi que nos connaissances acquises lors de notre cursus. Pour ce fait, nous entamerons l'étude de notre projet par une présentation du projet et une introduction sur les matériaux utilisés (béton et acier), suivit d'un prédimensionnement et études des éléments constituant la structure avec ses caractéristiques, avant d'aborder l'études sismique. Dans l'intérêt d'avoir les sollicitations dans les éléments principaux cheminant jusqu'aux fondations du bâtiment, qui doivent reposer sur un sol adéquat tout en passant par des combinaisons pour le ferrailage de ces derniers. Couronnant ce travail par une conclusion générale effleurant l'expérience acquise lors de l'acheminement du projet étudié.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (**B.A.E.L.91**) et les règles parasismiques algériennes **R.P.A99 (version 2003)** sont utilisées dans ce projet.

CHAPITRE I

*Présentation de
l'ouvrage et
caractéristiques des
matériaux*

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Le calcul se fera conformément aux règles parasismiques algériennes RPA 99 (version 2003) et aux règles de béton armé CBA93 en utilisant variété de logiciels (ETABS et Autocad).

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, situé à la wilaya de RELIZANE qui est considérée par le RPA 99 (version 2003) comme une zone de sismicité (zone IIa).

Le contreventement de notre bâtiment est assuré par des voiles porteurs en béton armé dans les deux sens pour reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

- Le bâtiment est composé de :
- Un rez-de-chaussée.
 - 07 étages à usage d'habitation.
 - 1 sous-sol.
 - Une terrasse inaccessible.

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

Le bâtiment étudié est caractérisé par les dimensions suivantes :

- Largeur totale du bâtiment : $L_y = 20.50$ m.
- Longueur totale du bâtiment : $L_x = 30.70$ m.
- Hauteur du sous-sol : 3.06 m.
- Hauteur du RDC : 3.23 m
- Hauteur d'étage courant : 3.23 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 28.90 m.

I.4. Description technique de l'ouvrage :

- Les planchers : serrant constitués de corps creux et d'une dalle de compression sur des poutrelles.
- Le plancher terrasse aura une isolation thermique et hydraulique et des formes de pentes qui serrant réalise en en chape de béton permettant le passage des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.
- Les voiles : ils sont réalisés en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment.
- Escaliers : sont droits, à double volée reposant sur un palier de repos et seront réalisés en béton armé.
- Ascenseur : C'est un appareil élévateur installé comportant une cabine dont les dimensions et les constituants permettent l'accès des personnes et de matériels.

- Acrotère : C'est un mur situé en bordure de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité.
- Murs extérieurs : sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont respectivement de 10 et 15 cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5 cm d'épaisseur).
- Murs intérieurs : sont en simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.5. Données du site :

- Le bâtiment est implanté à RELIZANE classée par le RPA 99 (version 2003) comme une zone de sismicité (zone IIa).
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2).
- Le bâtiment est fondé sur un sol faible de résistance égale à 2.0 bars (conformément au rapport géotechnique)

I.6. Présentation des plans :

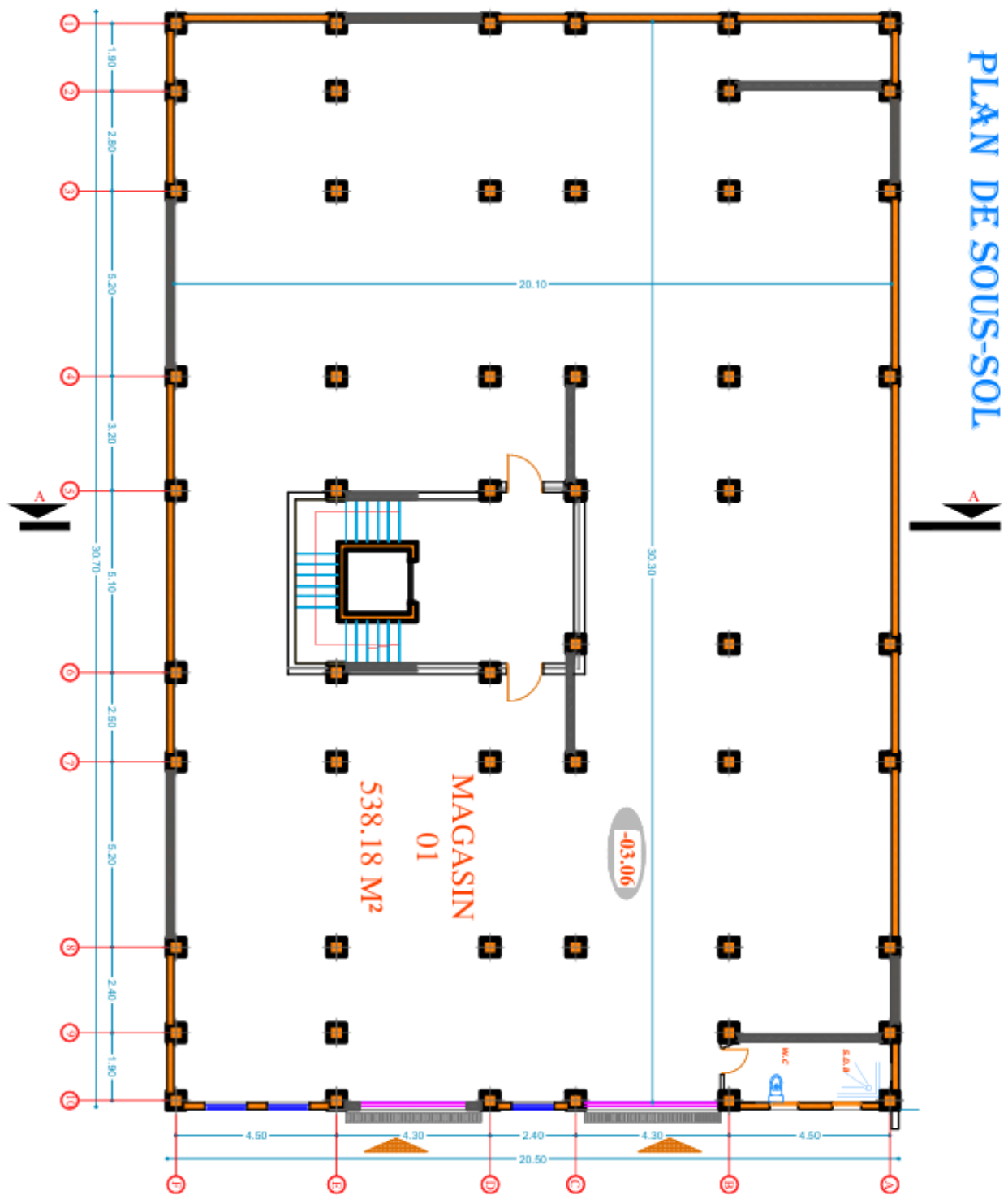


Figure I.1 : Plan sous-sol.

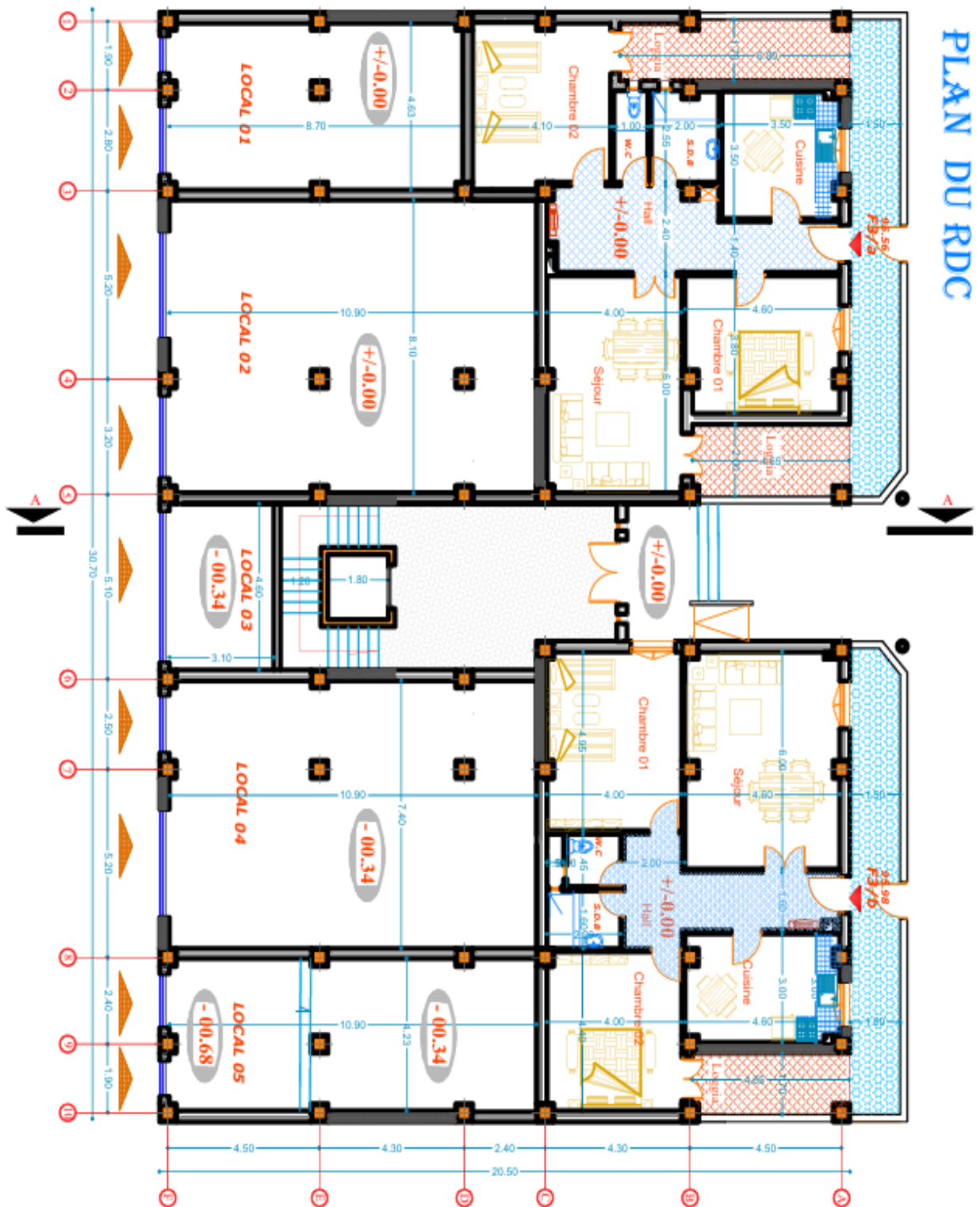


Figure I.2 : Plan RDC.

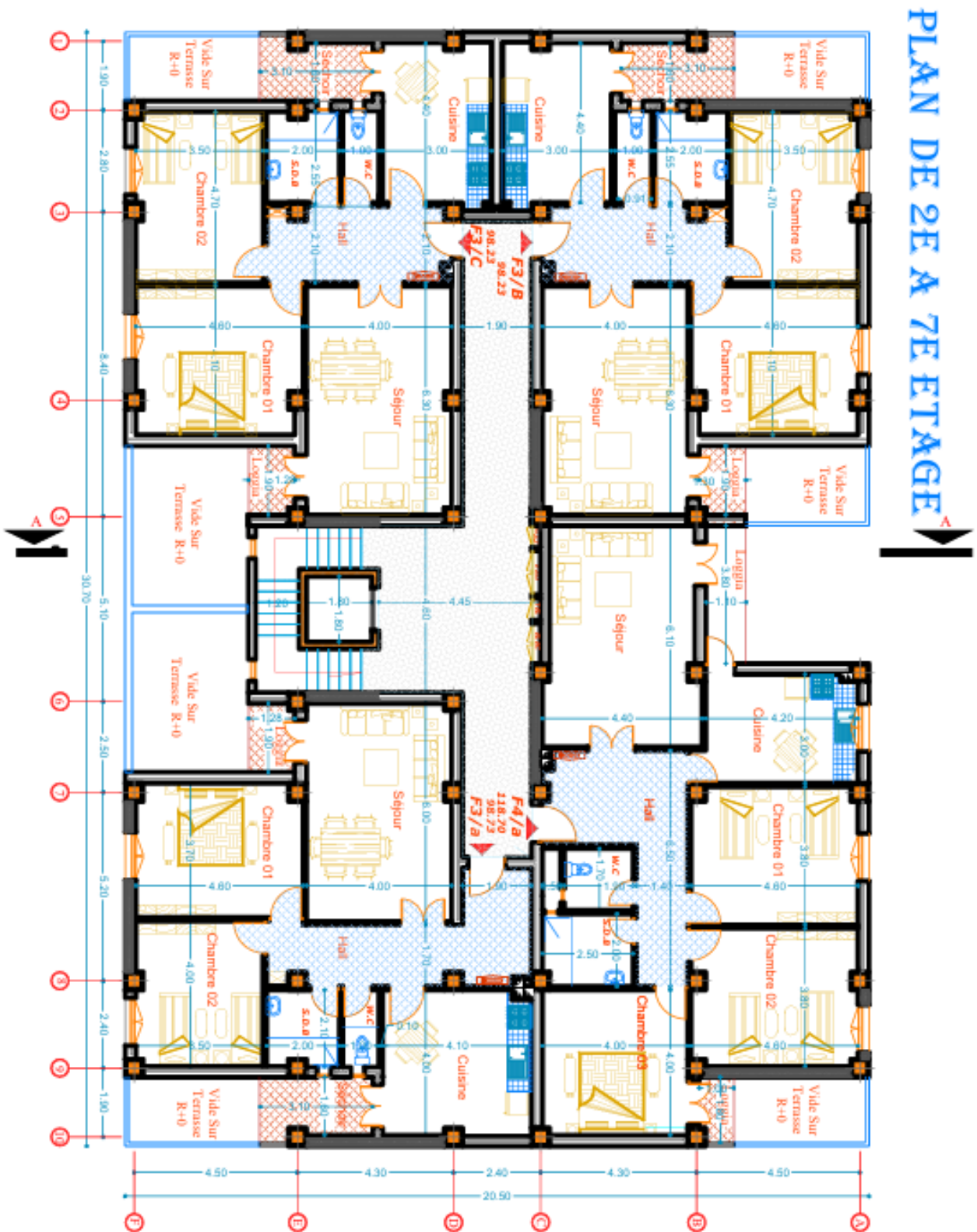


Figure I.4 : Plan étage courant.

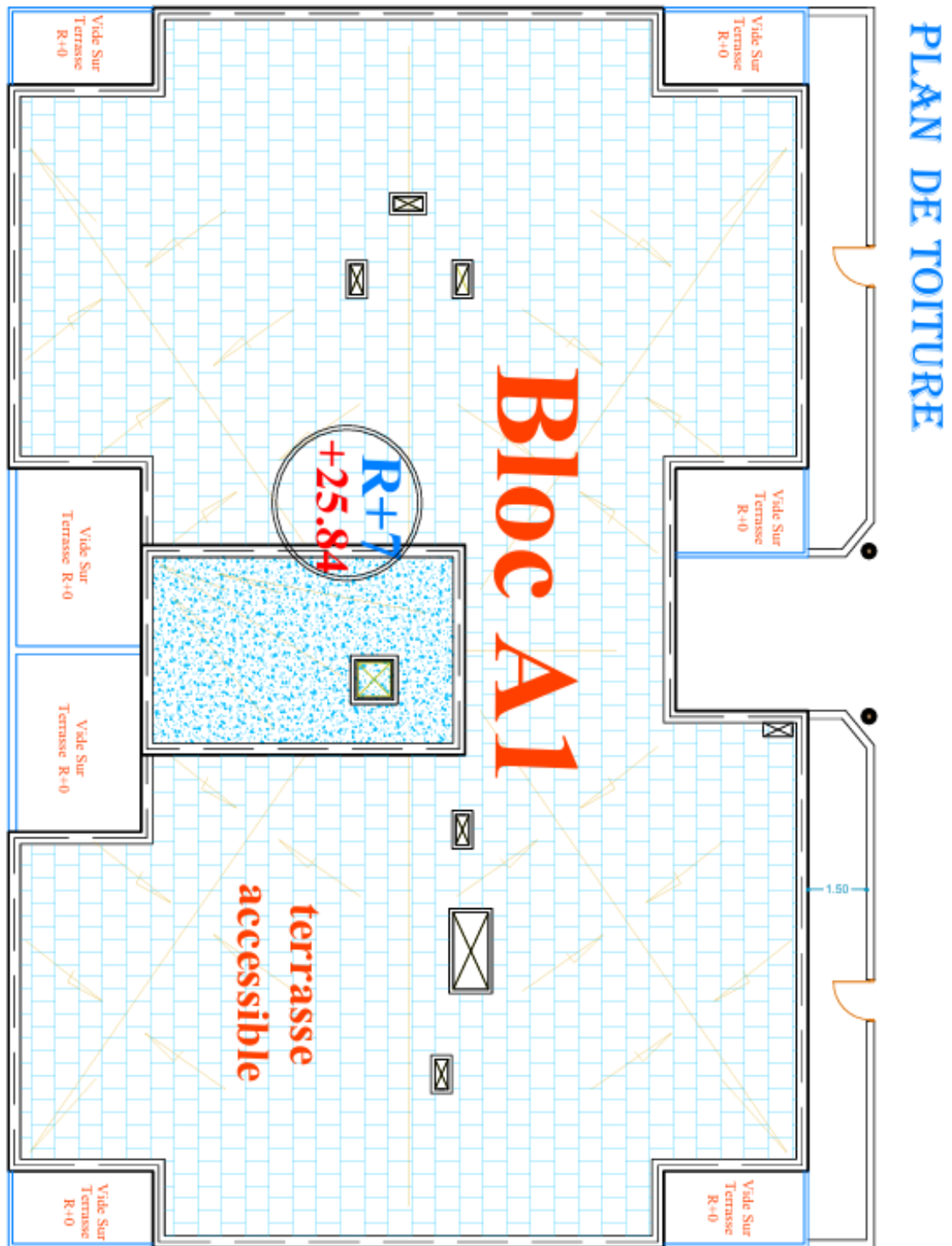


Figure I.5 : Plan terrasse.

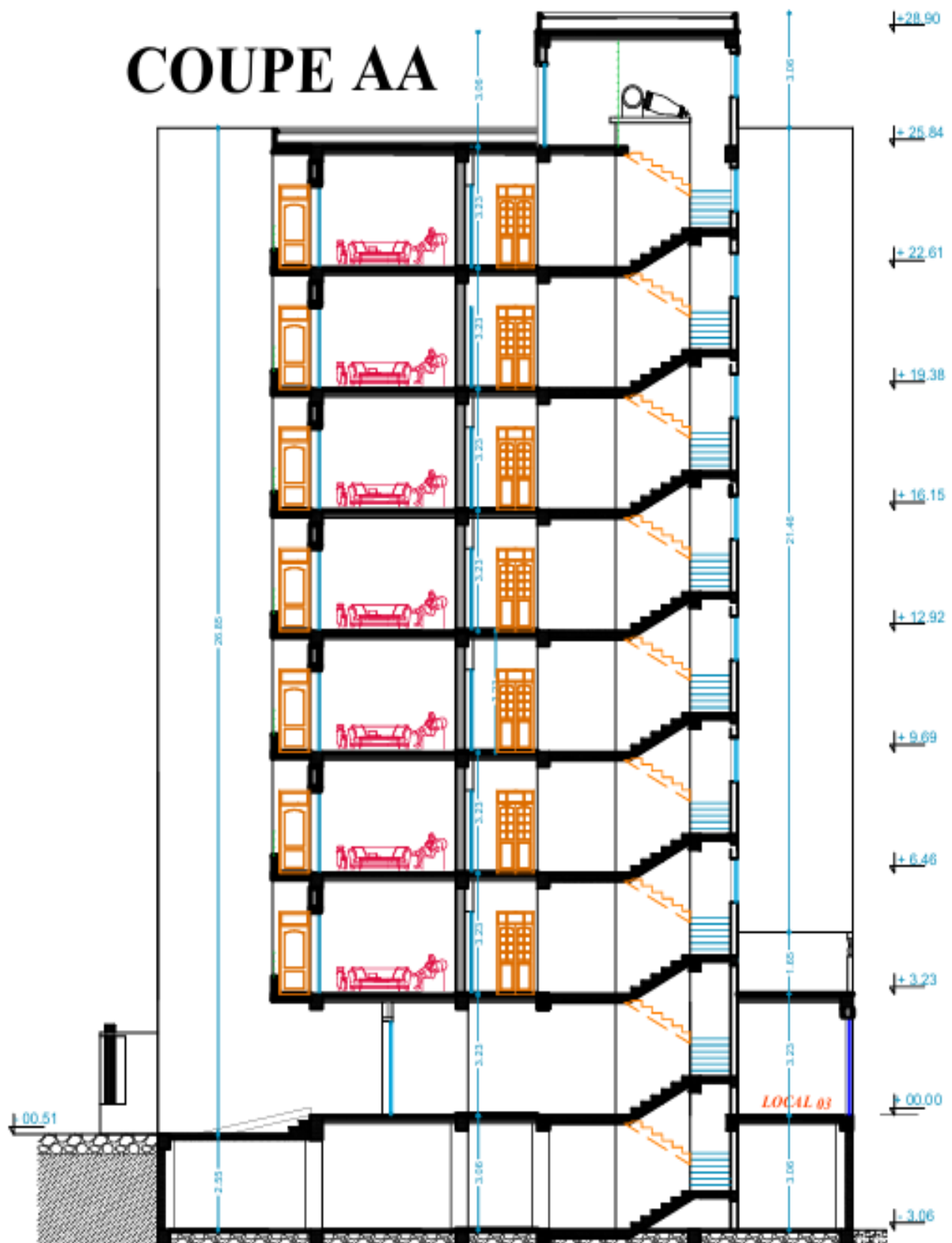


Figure I.6 : Coupe A-A.

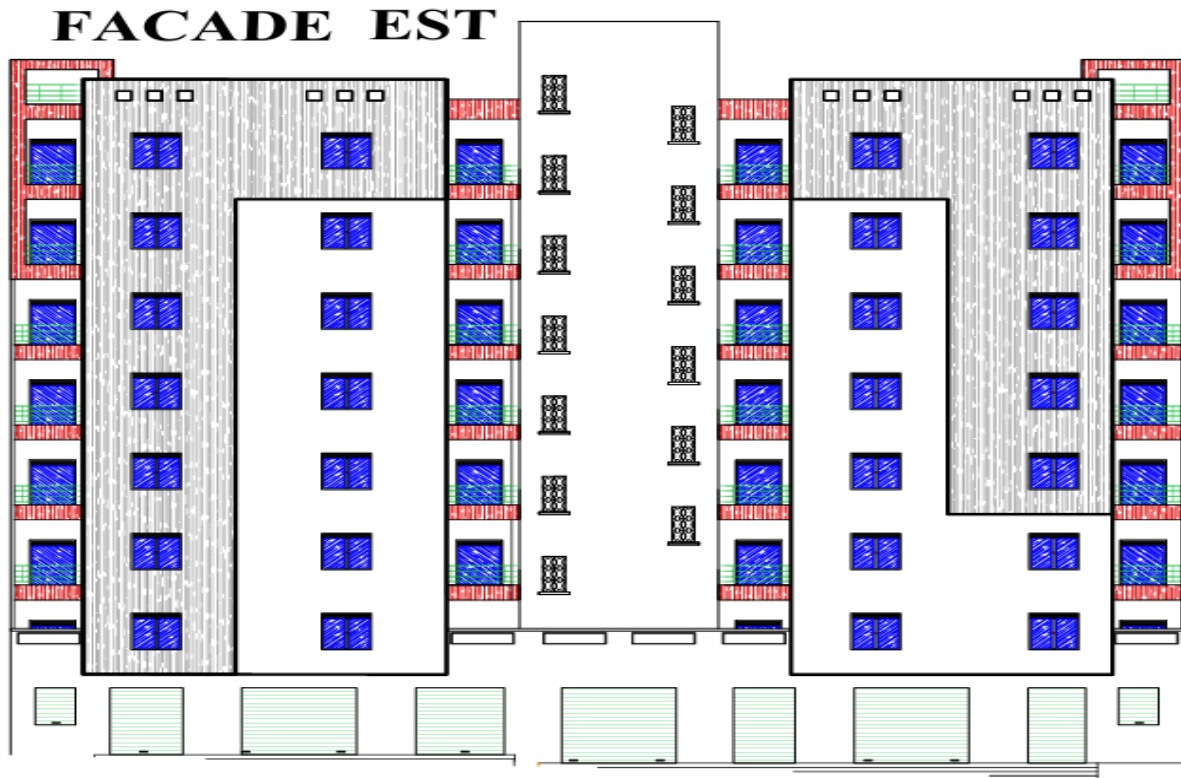


Figure I.7 : Façade EST.

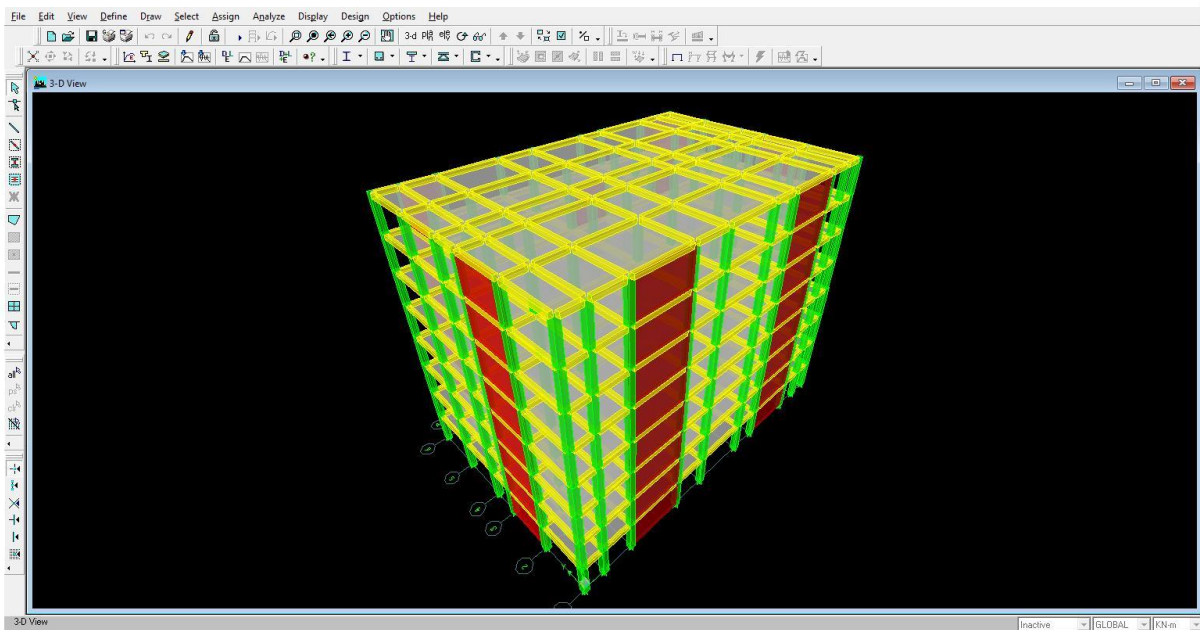


Figure I.8 : Modélisation de la structure.

I.7. Caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux dans la construction est d'une importance primordiale au point de vue de la réalisation d'un ouvrage, il est nécessaire de prendre en considération les performances à atteindre et les critères à respecter tel que : la résistance, économie, disponibilité et esthétique.

I.7.1. Le béton et ses propriétés :

I.7.1.a. Définition du béton :

Le béton est un matériau de construction constitué par un mélange de granulats gros et fins (gravier, sable), de liant (ciment), d'eau et d'adjuvants dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Il est l'un des matériaux de construction le plus utilisés dans le monde, il fait partie de notre cadre de vie.

I.7.1.b. Les composants du béton :

Les différents granulats forment le squelette granulaire du mortier ou du béton. Le ciment, l'eau et les adjuvants forment la pâte liante.

➤ ***Le ciment :***

- ***Définition :***

Le ciment est une poudre minérale fine obtenue au terme d'un processus de fabrication très précis, composé d'un mélange en poudre de chaux et de calcaire argileux. Mélangée à de l'eau, cette poudre forme une pâte qui se fige et durcit, même sous l'eau. Selon la composition et la finesse de la poudre, les propriétés du ciment ne sont pas les mêmes.

- ***Types du ciment :***

Tableau I.1 : types du ciment.

<i>Classe</i>	<i>Définition</i>
CEM I	Ciment portland
CEM II	Ciment portland composé
CEM III	Ciment de haut-fourneau
CEM IV	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment composé

➤ **L'eau de gâchage :**

L'eau de gâchage est un élément indispensable pour la fabrication du béton. Elle joue un double rôle dans la technologie du béton. D'une part, elle permet l'hydratation du ciment et d'autre part, elle est indispensable pour assurer l'ouvrabilité (consistance et viscosité) et un bon compactage du béton.

L'eau utilisée doit absolument être propre et ne doit pas être ajoutée avec excès. Si ces deux conditions ne sont pas respectées, votre béton risque d'être fragile et ses performances seront altérées.

➤ **Les granulats :**

• **Définition :**

Les granulats désignent les matériaux inertes ; sables, graviers, cailloux. Ils occupent généralement 60 à 75% du volume du béton (70 à 85 % en masse), ils ne constituent pas seulement un rôle passif de remplissage et de support ; mais ils contribuent aussi dans le coût du mélange et l'amélioration de la stabilité volumique du béton et ses sur les propriétés à l'état frais et durci.

• **Caractéristiques des granulats :**

Les granulats doivent répondre à des exigences et des critères de qualité et de régularité qui dépendent, d'une part, de la nature de la roche (résistance aux chocs et à l'usure, caractéristiques physico-chimiques, ...) et, d'autre part, de caractéristiques physiques liées au processus d'élaboration des granulats (dimensions, formes, propreté, ...).

➤ **Les adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques de plus en plus courants lors de la fabrication du béton. Ajoutés à faible dose lors de la préparation du béton (les adjuvants représentent moins de 5% de la masse du béton), ces produits améliorent certaines caractéristiques de ce matériau (l'étanchéité ou le temps de prise par exemple). Les différents types d'adjuvants qui existent vous permettront d'obtenir un béton avec les caractéristiques spécifiques que vous souhaitez lui donner.

La norme NF EN 943-2 classe les adjuvants suivant leurs fonctions principales, on distingue trois familles de :

- Ceux modifiant l'ouvrabilité : plastifiants, réducteurs d'eau, super plastifiants
- Ceux modifiant la prise et le durcissement : accélérateurs de prise, accélérateurs de durcissement, retardateurs de prise.
- Ceux modifiant certaines propriétés particulières : entraîneurs d'air, générateurs de gaz, hydrofuges de masse.

I.7.1.c. Caractéristiques du béton :**a. Résistance du béton à la compression :**

Pour l'établissement du projet dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifié). Celle-ci, notée f_{c28} est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20 MPa sont facilement atteints sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30 MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Dans notre projet, on fixe $f_{c28} = 25$ MPa.

Lorsque les sollicitations s'exerçant sur le béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28j, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

La valeur de f_{cj} est conventionnellement prise à f_{c28} pour $28 < j < 60$ jours. Pour les grandes valeurs de « j », on a sensiblement $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

b. Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à « j » jour qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a $f_{t28} = 2.1$ MPa.

c. Déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} (\text{MPa}) = 32164.2 \text{ MPa}$$

Pour le calcul de déformation du béton sous les charges de longue durée, le module de déformation différée E_{vj} est égal au tiers du module instantané E_{ij} soit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} = 10818.9 \text{ MPa.}$$

d. Les contraintes limites du béton :

➤ **AL'ELU :**

Le diagramme contraintes σ_{bc} déformation ϵ_{bc} du béton à l'ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit « PARABOLE-RECTANGLE » le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions :

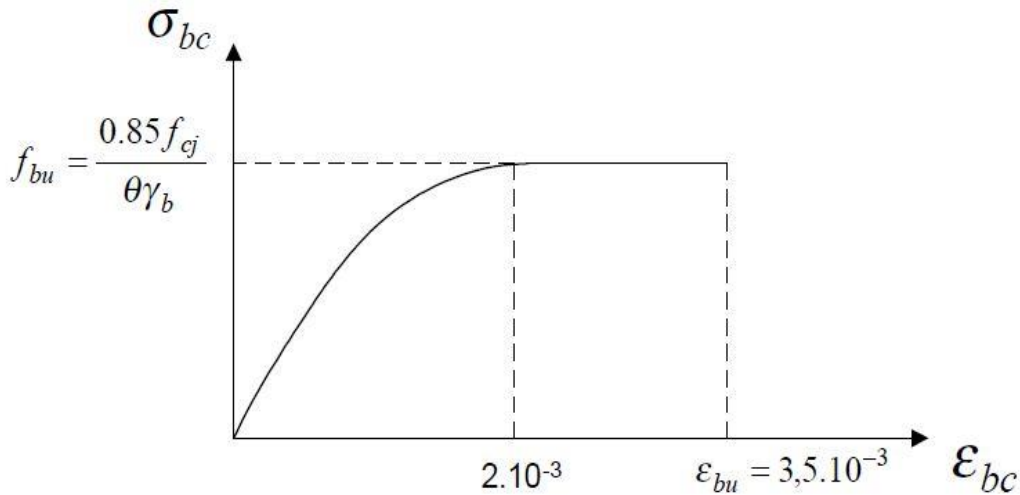


Figure I.9 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

- σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.
- ϵ_{bc} : Déformation du béton.
- f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression à « j » jours.
- f_{bu} : Contrainte limite ultime à la compression donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \begin{cases} SDT: f_{bu} = 14.17 \text{ MPa.} \\ SA: f_{bu} = 18.47 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Avec :

- $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ Situation durable et transitoire "SDT"} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Situation accidentelle "SA"} \end{cases}$
- θ dépend de la durée d'application des combinaisons d'action.

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

➤ **AL'ELS :**

La contrainte limite de service de compression du béton notée $\bar{\sigma}_{bc}$ avec :

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

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme suit :

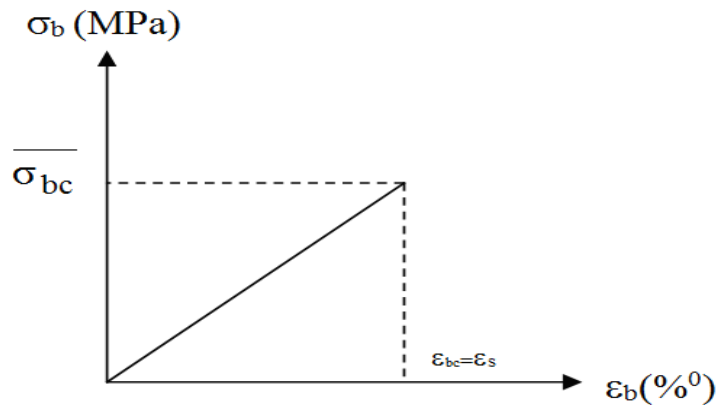


Figure I.10 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

I.7.2. Acier de construction :

I.7.2.a. Définition :

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec lui.

I.7.2.b. Classification des aciers en béton armé :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leurs nuances et leurs états de surface. Sont classés de la manière suivante :

- Ronds lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Treillis soudés

Les diamètres utilisés sont en mm : 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40.

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers.

Type d'acier	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)
Haute adhérence	Fe E400	400
	Fe E500	500
Ronds lisses	Fe E215	215
	Fe E235	235

I.7.2.c. Module d'élasticité longitudinale et poids volumique :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ Mpa.

Poids volumique de l'acier égal a : $\gamma_s = 7850$ kg/m³.

I.7.2.d. Les contraintes limites dans les aciers :

➤ **AL'ELU :**

La contrainte limite de traction et de compression notée σ_s est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} \text{SDT: } \sigma_s = 347.82 \text{ MPa.} \\ \text{SA: } \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \text{si } \varepsilon_s > 1.74 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \Rightarrow \text{si } \varepsilon_s \leq 1.74 \text{ ‰}$$

Avec :

$F_e = 400$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité égal à :

- 1.15 en situations durables ou transitoires (SDT)
- 1 en situations accidentelles (SA)

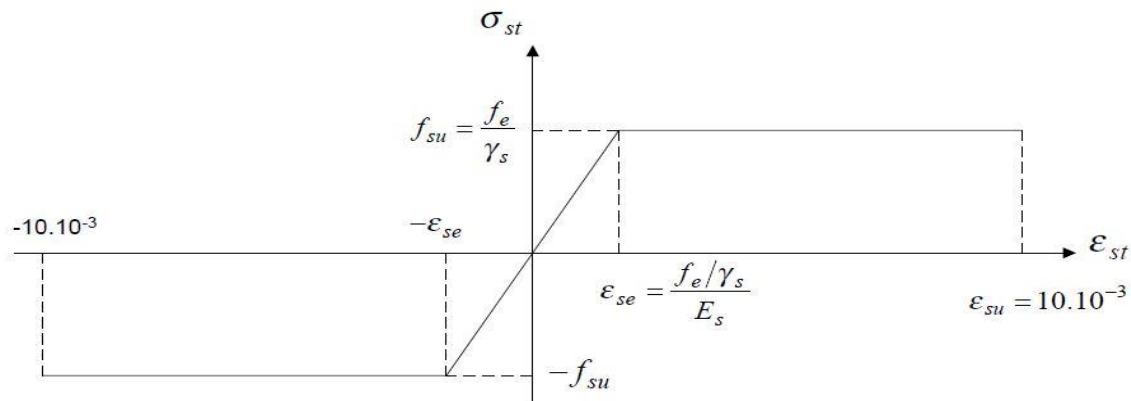


Figure I.11 : Diagramme contraintes déformations de calcul pour l'acier.

➤ **AL'ELS :**

En état limite de service, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures (article A.4.5.3 du CBA93). L'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non).

- Cas où la fissuration est considéré comme **peu préjudiciable (FPP ou FPN) :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

C'est le cas d'ouvrage situés en milieu peu agressif. Le CBA93 précise qu'il s'agit d'éléments situés dans des locaux clos et couvert, non soumise à des condensations.

- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable (FP) :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) (MPa) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 MPa.$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, a des condensations, ou peuvent être alternativement noyés ou immergés en eau douce.

- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable (FTP) :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) (MPa) = \min(200; 164.97) = 164.97 MPa.$$

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que les embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Avec : η : coefficient de fissuration et est pris égale à 1.6 pour les armatures à haute adhérence.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, il est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge.

Le but de pré dimensionnement est de déterminer les dimensions des différents éléments structuraux (planchers, voiles, escaliers, poutres, poteaux ...etc.) pour concevoir une structure économique et sécurisée, tout en respectant les règles et les normes données par le **RPA99/ ver 2003**, le **BAEL99** et Le **CBA93**.

II.2. Prédimensionnement :

II.2.1. Les planchers :

Le plancher est un élément qui sépare surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise des planchers à corps creux.

Ces planchers sont constitués par des poutrelles coulées sur place associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivantes imposées par les règles (CBA93 Art B.6.8.4.2.4).

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression
- Treillis soudé.

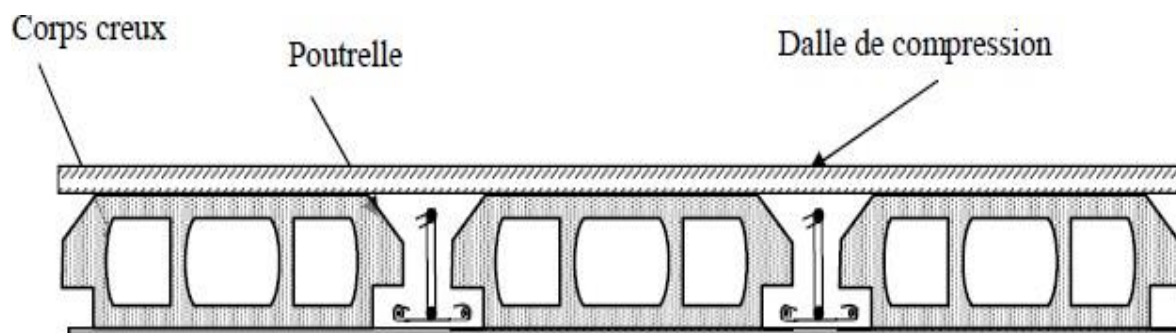


Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur (ht) telle que $ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

ht : Hauteur totale du plancher.

Pour notre bloc, $L_{max} = 490$ cm

$$ht \geq \frac{490}{22,5} = 21.77 \text{ cm.}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 25 cm.

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

5cm : hauteur de la table de compression

ht = l'épaisseur du corps creux + l'épaisseur de la dalle de compression.

➤ Dimensionnement des poutrelles

- **La largeur de la nervure**

$$0.3 ht \leq b_0 \leq 0.4 ht$$

$$0.3 \times 25 \leq b_0 \leq 0.4 \times 25 \rightarrow 7.5 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } b_0 = 10 \text{ cm.}$$

- **Largeur des débords**

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_{max}}{10}; \frac{L_0}{2} \right)$$

Avec :

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

$$L_0 = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{520}{10}; \frac{55}{2} \right) = \text{Min} (51 \text{ cm}; 27.5 \text{ cm}) = 27,5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$



Figure II.2: Dimensions des poutrelles.

II.2.2. Les poutres :

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaire, en I ou en T,...) et la portée est prise entre nu des appuis sauf cas inhabituels.

Selon le BAEL91/modifier99 les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3 \times h \leq b \leq 0.8 \times h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{max} : La plus grande portée dans le sens considéré (entre nus).

➤ Poutres principales :

La plus grande portée dans ce sens : $L_{max} = 4.90\text{m}$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

Donc :

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ **Poutres secondaires :**

La plus grande portée dans ce sens : $L_{\max} = 4.20\text{m}$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

Donc :

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ **Vérification selon RPA99/Version2003 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$h/b = 1.33 \leq 4 \quad \text{vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

Les dimensions des poutres dans les deux sens et pour tous les niveaux sont : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.3. Les poteaux :

➤ **Condition de non flambement :**

$$b \geq \frac{L_f}{14.4}$$

Avec :

$$L_f : \text{longueur de flambement.} = 0.7 \times L_0$$

$$L_0 = H - \text{retombée de la poutre} = 323 - 40 = 283 \text{ cm}$$

Pour les charges appliquées après 28 jours, la condition de non flambement est :

$$\lambda \leq 50$$

$$b \geq \frac{L_f}{14.4} = \frac{283}{14.4} = 19.65$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ **Condition du RPA 2003 :**

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

$$0.25 \leq \frac{30}{h} \leq 4$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

Min (b.h) $\geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.

II.2.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé, Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux tels que le séisme et le vent et d'autre part à reprendre une portée des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 « Les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur de l'étage.

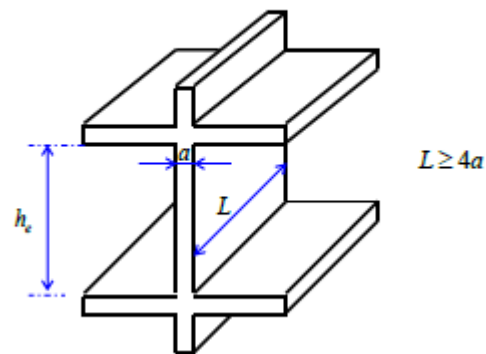


Figure II.3 : coupe d'un voile en élévation.

- L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15 cm.
- De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

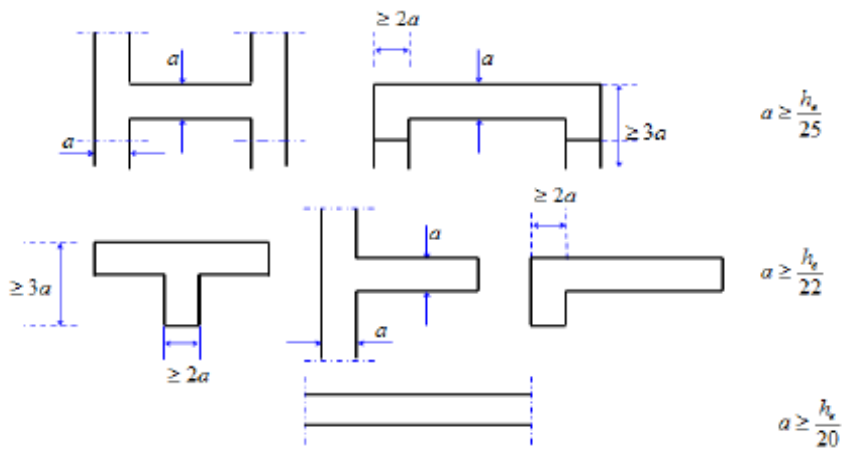


Figure II.4 : coupe d'un voile en plan.

Donc : $a \geq h_e/20$

Avec : $h_e = 3.23 - 0.4 = 2.83 \text{ m.}$

$a \geq 283/20 .$

$a \geq 14.15 \text{ cm.}$

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

II.2.5. Les escaliers :

L'escalier sert à desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées, assurer la stabilité et résister aux diverses contraintes auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité).

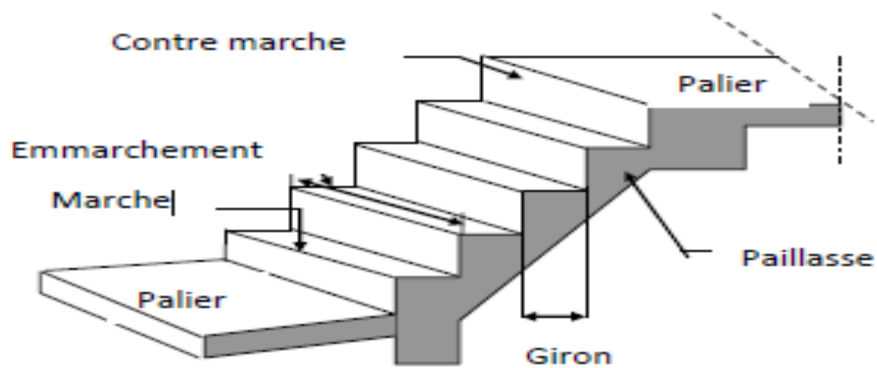


Figure II.5 : Constituants d'un escalier.

➤ **Détermination de « g » et « h » :**

h : hauteur de la contre marche : $16 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}$.

g : giron de la marche avec : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

- Considérons une hauteur de contre marche **h = 17 cm**.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ contre marches.}$$

$$\begin{cases} \text{nombre de marches} = n - 1 \\ \text{nombre de marches} = 6 - 1 = 5 \text{ marches} \end{cases}$$

- En supposant une marche de **g = 30 cm** on trouve :

$$L_V = g \times \text{nombre de marches} = 30 \times 5 = 150 \text{ cm.}$$

- Vérification de la condition de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ **Calcul de l'épaisseur de la paillasse :**

- Calcul de la pente α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{h}{g}\right) = \text{tg}^{-1}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.54^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$L = 1.5 + 1.55 + \frac{1.5}{\cos(29.54)} = 4.77 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{477}{30} \leq e \leq \frac{477}{25} \Rightarrow 15.9 \text{ cm} \leq e \leq 19.08 \text{ cm.}$$

On prend : **e = 16 cm**.

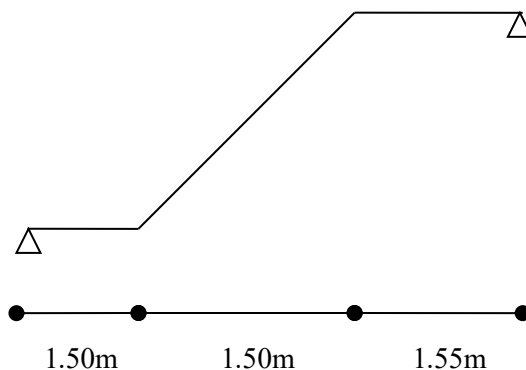


Figure II.6 : Schéma statique de l'escalier.

II.3. Descente des charges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

➤ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

- | | |
|------------------------------|---|
| • Hourdis corps creux (20+5) | 330 kg/m ² . |
| • Protection gravillon (5cm) | $0,05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$. |
| • Etanchéité multicouche | $0,02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$. |
| • Béton de pente (8cm) | $0,08 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}^2$. |
| • Liège (4m) | $0,04 \times 40 = 1,6 \text{ kg/m}^2$. |
| • Plâtre (2cm) | $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$. |

Charge permanente $G_{ter} = 648.6 \text{ kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q_{ter} = 100 \text{ kg/m}^2$.

➤ **Plancher étage courant et RDC :**

- | | |
|------------------------------|--|
| • Hourdis corps creux (20+5) | 330 kg/m ² . |
| • Plâtre | $0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$. |
| • Lit de sable (3cm) | $0.03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$. |
| • Mortier de pose | $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$. |
| • Carrelage (2cm) | $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$. |
| • Cloisons réparties | 100 kg/m ² . |

Charge permanente $G_{ec} = 584 \text{ kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q_{ec} = 150 \text{ kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q_{Rdc} = 500 \text{ kg/m}^2$

➤ **Maçonnerie :**

• **Extérieur :**

- | | |
|--------------------------|--|
| • Brique creuse (25cm) | $0.25 \times 900 = 225 \text{ kg/m}^2$. |
| • Enduit de ciment (2cm) | $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$. |
| • Enduit de plâtre (2cm) | $0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$. |

Charge permanente $G_{maçonnerie} = 276 \times 0.2 = 55.2 \text{ kg/ml}$.

➤ **Voile :**

- Poids propre (20 cm) $0.20 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$.
- Enduit ciment (2cm) $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$.
- Enduit plâtre (2 cm) $0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$.

Charge permanente $G_{\text{voile}} = 556 \text{ kg/m}^2$.

➤ **Escalier :**• **Volée :**

- Poids propre $(0.16 \times 2500) / \cos 29.54 = 495.76 \text{ kg/m}^2$.
- Poids des marches $(0.17 \times 2500) / 2 = 212 \text{ kg/m}^2$.
- Enduit ciment (2 cm) $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$.
- Mortier de pose $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
- Carrelage (2cm) $0.02 \times 2000 = 4 \text{ kg/m}^2$.

Charge permanente $G_{\text{volée}} = 823.76 \text{ kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{volée}} = 250 \text{ kg/m}^2$.

• **Palier :**

- Poids propre $0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$.
- Enduit ciment (2cm) $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$.
- Lit de sable (3cm) $0.03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$.
- Mortier de pose $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
- Carrelage (2cm) $0.02 \times 2000 = 44 \text{ kg/m}^2$.

Charge permanente $G_{\text{palier}} = 574 \text{ kg/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{palier}} = 250 \text{ kg/m}^2$.

➤ *Acrotère :*

- La surface de l'acrotère :

$$S_{acr} = (0.1 \times 0.4) + (0.07 \times 0.22) + \left(0.03 \times \frac{0.22}{2}\right) = 0.0587 \text{ m}^2.$$

- Le périmètre de l'acrotère :

$$L = 0.5 + 0.4 + 0.07 + 0.222 = 1.192 \text{ m}.$$

- Poids de l'acrotère :

$$G_{acr} = (0.0587 \times 2500) + (1.192 \times 0.03 \times 1800)$$

$$G_{acr} = 211.1 \text{ kg/ml}.$$

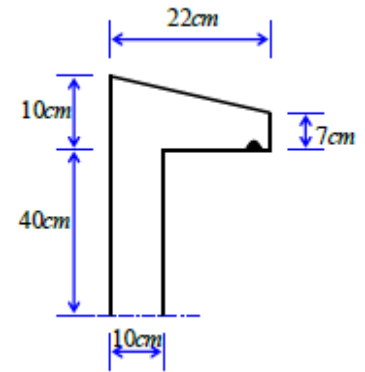


Figure II.7 : Coffrage de l'acrotère.

II.4. Choix du poteau :

Les poteaux sont des éléments structuraux généralement verticaux, destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments. Le prédimensionnement des poteaux se fait par descente de charge, pour le plus sollicité, en fonction de la surface du plancher qui lui revient.

➤ Détermination du coffrage des poteaux :

Selon le C.B.A 93 (Art B 8.4.1) Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie afin de tenir compte de fautes d'exécution.

$B_r = (b-0.02) \times (a-0.02)$ pour une section rectangulaire.

$B_r = (a-0.02)^2$ pour une section carrée.

N_U : l'effort normal ultime (descente des charges).

A_s : section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton a 28 jours. (On prend $f_{c28} = 25$ MPA).

f_e : contrainte limite élastique des aciers (on prend $f_e = 400$ MPA).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1,5$ en situation durable et transitoire).

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1,15$ en situation durable et transitoire).

λ : l'élancement mécanique d'un poteau comprimé d'une section constante.

On prend : $\lambda = 35$ pour éviter le flambement.

α : coefficient dépendant de l'élancement (λ) des poteaux.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda < 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

- Et d'après le BAEL91 (modifié 99) :

$$02\% \leq \frac{A_s}{B_r} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B_r} \approx 1\%$$

- D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91, la section réduite des poteaux est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Pour :

- $\alpha = 0.708$
- $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $A_s/B_r = 0.01$

Le poteau le plus sollicité (E-4)

- *Poteau intérieur niveau sous-sol (adjacent au poteau de rive) :*

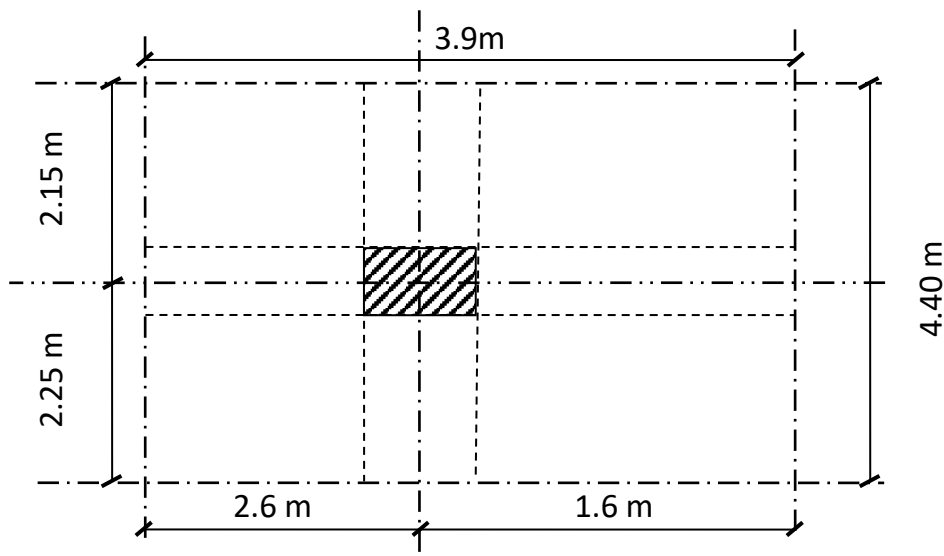


Figure III.8 : La surface portée par le poteau le plus sollicité.

- *La surface S revenant au poteau :*

$$S = (2.25 + 2.15) \times (2.6 + 1.6)$$

$$S = 17.16 \text{ m}^2$$

Pour tenir compte des moments de continuité, on majore la surface revenante aux poteaux intérieurs de 10%.

$$S_{\text{maj}} = 1.1 \times 17.16 = 18.87 \text{ m}^2$$

- **Calcul de N_G et N_Q :**

$$N_G = (1.1G_{Terrasse} + n \times 1.1G_{EC} + 1.1G_{RDC}) \times S_{maj}$$

$$N_G = [(1.1 \times 648.6) + 7 \times (1.1 \times 584) + (1.1 \times 584)] \times 18.87 \times 10^{-5}$$

$$N_G = \mathbf{1.104 MN.}$$

$$N_Q = [Q_{Terrasse} + Q_{EC} \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 2 \times 0.5) + Q_{RDC}] \times S_{maj}$$

$$N_Q = [100 + 150 \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 2 \times 0.5) + 400] \times 18.87 \times 10^{-5}$$

$$N_Q = \mathbf{0.23587 MN.}$$

$$N_u = \mathbf{1.35N_G + 1.5N_Q = 1.845 MN.}$$

$$N_d = N_G + N_Q = \mathbf{1.340 MN.}$$

- ❖ **Selon BAEL99 :**

$$B_r \geq 0.0652.N_u = 0.139m^2.$$

$$\Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 \Rightarrow a = 0.450 \text{ m.}$$

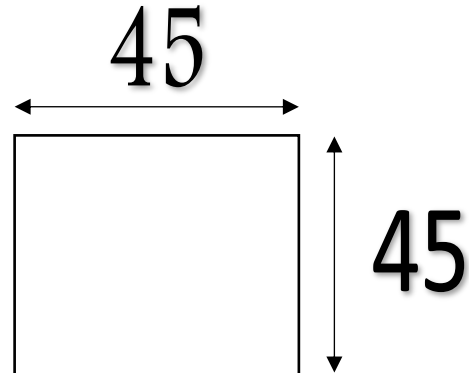
- **Selon RPA 2003 :**

$$B_c \geq 0.133xN_d = 0,274 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow a = \sqrt{B_c} + 0.02 \Rightarrow a = 0.392 \text{ m.}$$

Conclusion :

On prend : **a =45cm**



- **Vérifications du RPA 99 version 2003 :**

Selon l'article 7.4.1 du RPA99 version 2003 en zone II :

Les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min (b_1, h_1) \geq 30$ Vérifiée
- $Min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = 16.15 \text{ cm}$ Verifiée
- $1/4 \leq b_1 / h_1 = 1 \leq 4$ Verifiée

Toutes les conditions sont vérifiées.

CHAPITRE III

Etude des planchers

III.1. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces horizontales de largeur nettement supérieure à l'épaisseur, qu'ils séparent le bâtiment à plusieurs niveaux différents, et ils ont deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : (supportent les charges permanentes et les charges d'exploitation).
- Fonction d'isolation : (isolation thermique et acoustique)

On distingue deux grandes classes des planchers :

- Plancher coulé surplace (exemple : corps creux, dalle pleine....)
- Plancher préfabriqué (Partiellement ou totalement).

Dans notre projet on n'a adopté deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (Poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

III.2.1. Etude des poutrelles :

Géométrie : d'après le dimensionnement effectué dans le chapitre II, les dimensions de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned} h_t &= 25 \text{ cm ;} \\ b &= 65 \text{ cm ;} \\ b_0 &= 10 \text{ cm;} \\ b_1 &= 27.5 \text{ cm.} \end{aligned}$$

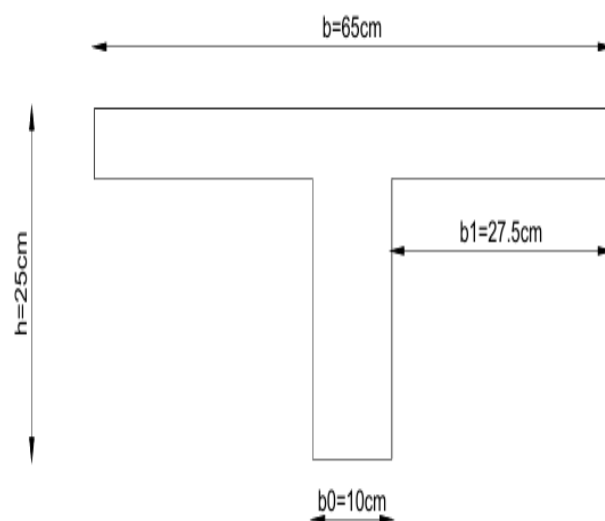


Figure III.1: Schéma des poutrelles.

❖ Méthode de calcul

Pour la détermination des moments sur appuis ainsi qu'en travée dans le cas des poutres continues, le règlement BAEL91 fournit deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire (BAEL annexe E1).
- La méthode de Caquot (BAEL annexe E2).

❖ La méthode forfaitaire

• Domaine d'application

La méthode s'applique aux "constructions courantes" ou la charge d'exploitations est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN/m^2

$$Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchis (poutre ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Toutes les travées ont le même moment d'inertie.
- Le rapport de travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25.
- Fissuration non préjudiciable.

• Principe de la méthode forfaitaire

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée M_t et des moments sur appuis M_e et M_w ; à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée dite de comparaison ; C'est-à-dire dans la travée isostatique d'indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Ces valeurs forfaitaires doivent avoir reçu la sanction de l'expérience.

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »
- M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t : le montant maximal en travée.

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation
- Les valeurs de M_t ; M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

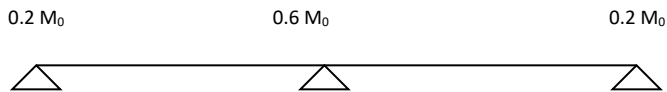
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{matrix} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{matrix} \right.$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

Les valeurs absolues de chaque moment sur appui doivent être au moins égale à

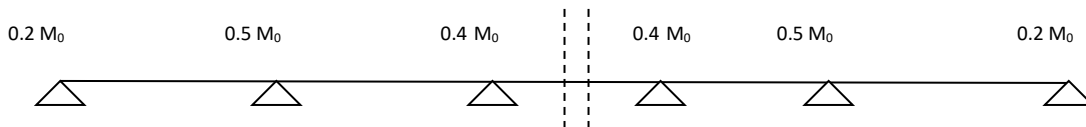
- Poutre à deux travées



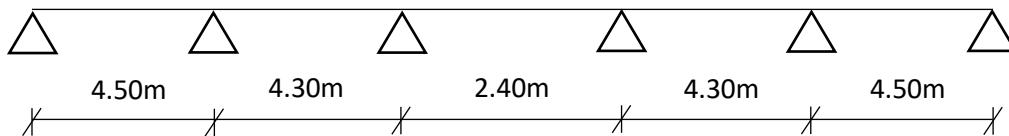
- Poutre à trois travées



- Poutre à plus de trois travées



Dans notre projet on va traiter les types les plus défavorables :



❖ Calcul des sollicitations

• Combinaison des charges

1- Plancher terrasse

- E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,486 \times 0,6 + 1,5 \times 1 \times 0,6 = 6,153 \text{ KN/m}^2$$

- E.L.S

$$q_{ser} = G + Q = 6,486 \times 0,6 + 1 \times 0,6 = 4,491 \text{ KN/m}^2$$

2- Plancher étage courant

- E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,84 \times 0,6 + 1,5 \times 1,5 \times 0,6 = 6,080 \text{ KN/m}^2$$

- E.L.S

$$q_{ser} = G + Q = 5,84 \times 0,6 + 1,5 \times 0,6 = 4,404 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des moments et des efforts tranchants

Suivant BAEL91 notre projet a des charges d'exploitation modérée, donc on peut appliquer la méthode Forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les charges d'exploitation sont modérées, c'est-à-dire :

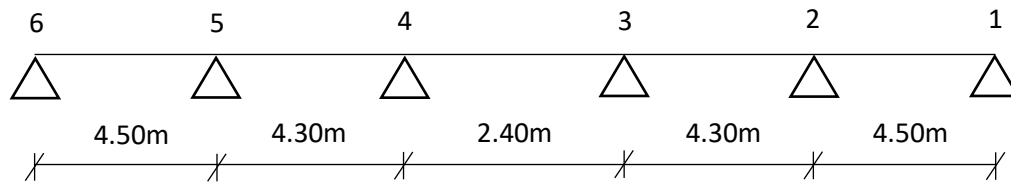
$$Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$$

$$\text{Planches étages courants : } Q = 1,5 \frac{KN}{m^2} \leq \max \left(2 \times 6,486 \frac{KN}{m^2}, 5 \frac{KN}{m^2} \right) = 12,97 \text{ Kpa} \rightarrow (C.V)$$

La fissuration du béton est peu préjudiciable \rightarrow (C.V)

Les moments d'inertie des sections transversale sont les même dans les différentes travées en continuité \rightarrow (C.V)

1- Plancher terrasse



- E.L.U

a. Les moments isostatiques

$$q_u = 6.153 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

$$L = 4.5 \text{ m} ; M_{0(1-2)} = M_{0(5-6)} = 6.153 \times \frac{4.5^2}{8} = 15.57 \text{ KN.m.}$$

$$L = 4.3 \text{ m} ; M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = 6.153 \times \frac{4.3^2}{8} = 14.22 \text{ KN.m.}$$

$$L = 2.4 \text{ m} ; M_{0(3-4)} = 6.153 \times \frac{2.4^2}{8} = 4.43 \text{ KN.m.}$$

b. Les moments sur appuis

$$M_{a1} = 0,2M_{0(1-2)} = 0,2 \times 15.57 = 1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,5 \max (M_{0(1-2)}; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 15.57 = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0,4 \max (M_{0(2-3)}; M_{0(3-4)}) = 0,4 \times 14.22 = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0,4 \max (M_{0(3-4)}; M_{0(4-5)}) = 0,4 \times 14.22 = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max (M_{0(4-5)}; M_{0(5-6)}) = 0,5 \times 14.22 = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0,2M_{0(5-6)} = 0,2 \times 4.43 = 0.89 \text{ KN.m}$$

c. Moment en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.486} = ; \alpha=0.134$$

▪ **Travée de rive (1-2) (5-6)**

$$\begin{cases} Mt_{(1-2)} \geq \text{Max} \left[(1+0.3 \alpha) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} ; (1.05)M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ Mt_{(1-2)} \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_{0(1-2)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(1-2)} \geq \text{Max} \left[(1+0.3 \times 0.134) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ Mt_{(1-2)} \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.134)}{2} M_{0(1-2)} \end{cases}$$

$$Mt_{(1-2)} \geq \text{Max} [0,69M_{0(1-2)} - 0,70 M_{0(1-2)}]$$

$$Mt_{(1-2)} \geq 0.62 M_{0(1-2)}$$

Donc : $Mt_{(1-2)} = 0.70M_{0(1-2)} = 0.71 \times 15.57$

$$Mt_{(1-2)} = Mt_{(5-6)} = 11.05 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée intermédiaire (2-3) (4-5)**

$$\begin{cases} Mt_{(2-3)} \geq \text{Max} \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; (1,05)M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ Mt_{(2-3)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(2-3)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(2-3)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0.3 \times 0.134) - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ Mt_{(2-3)} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.134)}{2} M_{0(2-3)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(2-3)} \geq \text{Max} [0.59 M_{0(2-3)} , 0.60 M_{0(2-3)}] \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(2-3)} \geq 0.52 M_{0(2-3)} \end{cases}$$

Donc : $Mt_{(2-3)} = 0.6M_{0(2-3)} = 0.6 \times 14.22$

$$Mt_{(2-3)} = Mt_{(4-5)} = 8.53 \text{ KN.m.}$$

▪ Travée intermédiaire (3-4)

$$\begin{cases} Mt_{(3-4)} \geq \text{Max} \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; (1,05)M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ Mt_{(3-4)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(3-4)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(3-4)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0.3 \times 0.134) - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ Mt_{(3-4)} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.134)}{2} M_{0(3-4)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(3-4)} \geq \text{Max} [0.59 M_{0(3-4)} , 0.60 M_{0(3-4)}] \\ Mt_{(3-4)} \geq 0.52 M_{0(3-4)} \end{cases}$$

Donc : $Mt_{(3-4)} = 0.6M_{0(3-4)} = 0.6 \times 4.43$

$Mt_{(3-4)} = 2.66 \text{ KN.m.}$

d. Effort tranchant

$$T_E = \frac{Mw - ME}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

$$T_E = \frac{Mw - ME}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

▪ Travée de rive (1-2) (5-6)

$$T_E = \frac{1.56-7.79}{4.5} + \frac{6.153 \times 4.5}{2} = 12.46 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{1.56-7.79}{4.5} - \frac{6.153 \times 4.5}{2} = -15.23 \text{ KN}$$

▪ Travée intermédiaire (2-3) (4-5)

$$T_E = \frac{7.79-5.69}{4.3} + \frac{6.153 \times 4.3}{2} = 13.72 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{7.79-5.69}{4.3} - \frac{6.153 \times 4.3}{2} = -12.74 \text{ KN}$$

▪ Travée intermédiaire (3-4)

$$T_E = \frac{5.69-7.11}{2.4} + \frac{6.153 \times 2.4}{2} = 6.79 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{5.69-7.11}{2.4} - \frac{6.153 \times 2.4}{2} = -7.98 \text{ KN}$$

- E.L.S

a. Les moments isostatiques

$$q_{ser} = 4.491 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_{ser} \times \frac{L^2}{8}$$

$$L = 4.5 \text{ m} ; M_{0(1-2)} = M_{0(5-6)} = 4.491 \times \frac{4.5^2}{8} = 11.37 \text{ KN.m.}$$

$$L = 4.3 \text{ m} ; M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = 4.491 \times \frac{4.3^2}{8} = 10.38 \text{ KN.m.}$$

$$L = 2.4 \text{ m} ; M_{0(3-4)} = 4.491 \times \frac{2.4^2}{8} = 3.23 \text{ KN.m.}$$

b. Les moments sur appuis

$$M_{a1} = 0,2M_{0(1-2)} = 0.2 \times 11.37 = 2.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,5 \max (M_{0(1-2)}; M_{0(2-3)}) = 0.5 \times 11.37 = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0,4 \max (M_{0(2-3)}; M_{0(3-4)}) = 0.4 \times 10.38 = 4.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0,4 \max (M_{0(3-4)}; M_{0(4-5)}) = 0.4 \times 10.38 = 4.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max (M_{0(4-5)}; M_{0(5-6)}) = 0.5 \times 10.38 = 5.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0,2M_{0(5-6)} = 0.2 \times 3.23 = 0.65 \text{ KN.m}$$

c. Moment en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.486} = ; \alpha=0.134$$

▪ Travée de rive (1-2) (5-6)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(1-2)} \geq \text{Max} \left[(1+0.3 \alpha) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right]; (1.05)M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ M_{t(1-2)} \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_{0(1-2)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(1-2)} \geq \text{Max} \left[(1+0.3 \times 0.134) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right]; \left(1.05 - \frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ M_{t(1-2)} \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.134)}{2} M_{0(1-2)} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} \geq \text{Max} [0,69M_{0(1-2)} - 0,70 M_{0(1-2)}]$$

$$M_{t(1-2)} \geq 0,62 M_{0(1-2)}$$

$$\text{Donc : } M_{t(1-2)} = 0,70M_{0(1-2)} = 0,71 \times 11,37$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 8,07 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée intermédiaire (2-3) (4-5)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(2-3)} \geq \text{Max} \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; (1,05)M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ M_{t(2-3)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(2-3)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(2-3)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0,3 \times 0,134) - \frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; \left(1,05 - \frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ M_{t(2-3)} \geq \frac{(1+0,3 \times 0,134)}{2} M_{0(2-3)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(2-3)} \geq \text{Max} [0,59 M_{0(2-3)} , 0,60 M_{0(2-3)}] \\ M_{t(2-3)} \geq 0,52 M_{0(2-3)} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } M_{t(2-3)} = 0,6M_{0(2-3)} = 0,6 \times 10,38$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 6,23 \text{ KN.m.}$$

▪ **Travée intermédiaire (3-4)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(3-4)} \geq \text{Max} \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; (1,05)M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ M_{t(3-4)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(3-4)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(3-4)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0,3 \times 0,134) - \frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; \left(1,05 - \frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ M_{t(3-4)} \geq \frac{(1+0,3 \times 0,134)}{2} M_{0(3-4)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(3-4)} \geq \text{Max} [0,59 M_{0(3-4)} , 0,60 M_{0(3-4)}] \\ M_{t(3-4)} \geq 0,52 M_{0(3-4)} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } M_{t(3-4)} = 0,6M_{0(3-4)} = 0,6 \times 3,23$$

$$M_{t(3-4)} = 1.94 \text{ KN.m.}$$

d. Effort tranchant

$$T_E = \frac{M_W - M_E}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

$$T_E = \frac{M_W - M_E}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

▪ Travée de rive (1-2) (5-6)

$$T_E = \frac{2.27 - 5.69}{4.5} + \frac{4.491 \times 4.5}{2} = 9.34 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{2.27 - 5.69}{4.5} - \frac{4.491 \times 4.5}{2} = -10.86 \text{ KN}$$

▪ Travée intermédiaire (2-3) (4-5)

$$T_E = \frac{5.69 - 4.15}{4.3} + \frac{4.491 \times 4.3}{2} = 10.01 \text{ KN}$$

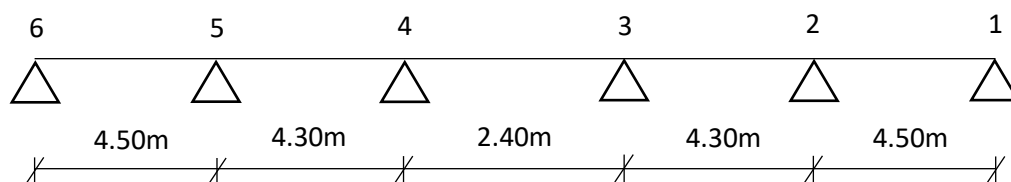
$$T_E = \frac{5.69 - 4.15}{4.3} - \frac{4.491 \times 4.3}{2} = -9.30 \text{ KN}$$

▪ Travée intermédiaire (3-4)

$$T_E = \frac{4.15 - 5.19}{2.4} + \frac{4.491 \times 2.4}{2} = 4.96 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{4.15 - 5.19}{2.4} - \frac{4.491 \times 2.4}{2} = -5.82 \text{ KN}$$

2- Plancher étage courant



- E.L.U

a. Les moments isostatiques

$$q_u = 6.080 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

$$L = 4.5 \text{ m} ; M_{0(1-2)} = M_{0(5-6)} = 6.080 \times \frac{4.5^2}{8} = 15.39 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4.3 \text{ m} ; M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = 6.080 \times \frac{4.3^2}{8} = 14.05 \text{ KN.m.}$$

$$L = 2.4 \text{ m} ; M_{0(3-4)} = 6.080 \times \frac{2.4^2}{8} = 4.38 \text{ KN.m.}$$

b. Les moments sur appuis

$$M_{a1} = 0,2M_{0(1-2)} = 0.2 \times 15.39 = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,5 \max (M_{0(1-2)}; M_{0(2-3)}) = 0.5 \times 15.39 = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0,4 \max (M_{0(2-3)}; M_{0(3-4)}) = 0.4 \times 14.05 = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0,4 \max (M_{0(3-4)}; M_{0(4-5)}) = 0.4 \times 14.05 = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max (M_{0(4-5)}; M_{0(5-6)}) = 0.5 \times 14.05 = 7.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0,2M_{0(5-6)} = 0.2 \times 4.38 = 0.88 \text{ KN.m}$$

c. Moment en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.486} = ; \alpha=0.215$$

▪ **Travée de rive (1-2) (5-6)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(1-2)} \geq \text{Max} \left[(1+0.3 \alpha) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] ; (1.05)M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ M_{t(1-2)} \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_{0(1-2)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(1-2)} \geq \text{Max} \left[(1+0.3 \times 0.215) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ M_{t(1-2)} \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.215)}{2} M_{0(1-2)} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} \geq \text{Max} [0,71M_{0(1-2)} - 0,70 M_{0(1-2)}]$$

$$M_{t(1-2)} \geq 0.63 M_{0(1-2)}$$

Donc : $M_{t(1-2)} = 0.71M_{0(1-2)} = 0.71 \times 15.39$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 10.93 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée intermédiaire (2-3) (4-5)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(2-3)} \geq \text{Max} \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; (1,05)M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ M_{t(2-3)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(2-3)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(2-3)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0.3 \times 0.215) - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ M_{t(2-3)} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.215)}{2} M_{0(2-3)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(2-3)} \geq \text{Max} [0.61 M_{0(2-3)} , 0.60 M_{0(2-3)}] \\ M_{t(2-3)} \geq 0.52 M_{0(2-3)} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{t(2-3)} = 0.61M_{0(2-3)} = 0.61 \times 14.05$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 8.57 \text{ KN.m.}$$

▪ **Travée intermédiaire (3-4)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(3-4)} \geq \text{Max} \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; (1,05)M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ M_{t(3-4)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(3-4)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(3-4)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0.3 \times 0.215) - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ M_{t(3-4)} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.215)}{2} M_{0(3-4)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t(3-4)} \geq \text{Max} [0.61 M_{0(3-4)} , 0.60 M_{0(3-4)}] \\ M_{t(3-4)} \geq 0.52 M_{0(3-4)} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{t(3-4)} = 0.61M_{0(3-4)} = 0.61 \times 4.38$

$$M_{t(3-4)} = 2.67 \text{ KN.m.}$$

d. Effort tranchant

$$T_E = \frac{M_W - ME}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

$$T_E = \frac{M_W - ME}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

▪ Travée de rive (1-2) (5-6)

$$T_E = \frac{3.08 - 7.70}{4.5} + \frac{6.08 \times 4.5}{2} = 12.81 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{3.08 - 7.70}{4.5} - \frac{6.08 \times 4.5}{2} = -14.55 \text{ KN}$$

▪ Travée intermédiaire (2-3) (4-5)

$$T_E = \frac{7.70 - 5.62}{4.3} + \frac{6.08 \times 4.3}{2} = 13.56 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{7.70 - 5.62}{4.3} - \frac{6.08 \times 4.3}{2} = -12.59 \text{ KN}$$

▪ Travée intermédiaire (3-4)

$$T_E = \frac{5.62 - 7.03}{2.4} + \frac{6.08 \times 2.4}{2} = 6.71 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{5.62 - 7.03}{2.4} - \frac{6.08 \times 2.4}{2} = -7.88 \text{ KN}$$

- E.L.S

a. Les moments isostatiques

$$q_{ser} = 4.404 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_{ser} \times \frac{L^2}{8}$$

$$L = 4.5 \text{ m} ; M_{0(1-2)} = M_{0(5-6)} = 4.404 \times \frac{4.5^2}{8} = 11.15 \text{ KN.m.}$$

$$L = 4.3 \text{ m} ; M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = 4.404 \times \frac{4.3^2}{8} = 10.18 \text{ KN.m.}$$

$$L = 2.4 \text{ m} ; M_{0(3-4)} = 4.404 \times \frac{2.4^2}{8} = 3.17 \text{ KN.m.}$$

b. Les moments sur appuis

$$M_{a1} = 0,2M_{0(1-2)} = 0,2 \times 11,15 = 2,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,5 \max (M_{0(1-2)}; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 11,15 = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0,4 \max (M_{0(2-3)}; M_{0(3-4)}) = 0,4 \times 10,18 = 4,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0,4 \max (M_{0(3-4)}; M_{0(4-5)}) = 0,4 \times 10,18 = 4,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max (M_{0(4-5)}; M_{0(5-6)}) = 0,5 \times 10,18 = 5,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{a6} = 0,2M_{0(5-6)} = 0,2 \times 3,17 = 0,63 \text{ KN.m}$$

c. Moment en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,486} = ; \alpha=0,215$$

▪ **Travée de rive (1-2) (5-6)**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{(1-2)} \geq \max \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0,5+0,2}{2} \right) M_{0(1-2)} ; (1,05)M_{0(1-2)} - \left(\frac{0,5+0,2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ Mt_{(1-2)} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_{0(1-2)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{(1-2)} \geq \max \left[(1+0,3 \times 0,215) M_{0(1-2)} - \left(\frac{0,5+0,2}{2} \right) M_{0(1-2)} ; \left(1,05 - \frac{0,5+0,2}{2} \right) M_{0(1-2)} \right] \\ Mt_{(1-2)} \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,215)}{2} M_{0(1-2)} \end{array} \right.$$

$$Mt_{(1-2)} \geq \max [0,71M_{0(1-2)} - 0,70 M_{0(1-2)}]$$

$$Mt_{(1-2)} \geq 0,63 M_{0(1-2)}$$

Donc : $Mt_{(1-2)} = 0,71M_{0(1-2)} = 0,71 \times 11,15$

$$Mt_{(1-2)} = Mt_{(5-6)} = 7,92 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée intermédiaire (2-3) (4-5)**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{(2-3)} \geq \max \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; (1,05)M_{0(2-3)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ Mt_{(2-3)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(2-3)} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} Mt_{(2-3)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0.3 \times 0.215) - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(2-3)} ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(2-3)} \right] \\ Mt_{(2-3)} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.215)}{2} M_{0(2-3)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(2-3)} \geq \text{Max} [0.61 M_{0(2-3)} , 0.60 M_{0(2-3)}] \\ Mt_{(2-3)} \geq 0.52 M_{0(2-3)} \end{cases}$$

Donc : $Mt_{(2-3)} = 0.61M_{0(2-3)} = 0.61 \times 10.18$

$Mt_{(2-3)} = Mt_{(4-5)} = 6.21 \text{ KN.m.}$

▪ **Travée intermédiaire (3-4)**

$$\begin{cases} Mt_{(3-4)} \geq \text{Max} \left[(1+0,3 \alpha) M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; (1,05)M_{0(3-4)} - \left(\frac{0,5+0,4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ Mt_{(3-4)} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{0(3-4)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(3-4)} \geq \text{Max} \left[\left((1+0.3 \times 0.215) - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(3-4)} ; \left(1.05 - \frac{0.5+0.4}{2} \right) M_{0(3-4)} \right] \\ Mt_{(3-4)} \geq \frac{(1+0.3 \times 0.215)}{2} M_{0(3-4)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mt_{(3-4)} \geq \text{Max} [0.61 M_{0(3-4)} , 0.60 M_{0(3-4)}] \\ Mt_{(3-4)} \geq 0.52 M_{0(3-4)} \end{cases}$$

Donc : $Mt_{(3-4)} = 0.61M_{0(3-4)} = 0.61 \times 3.17$

$Mt_{(3-4)} = 1.92 \text{ KN.m.}$

d. Effort tranchant

$$T_E = \frac{Mw - ME}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

$$T_E = \frac{Mw - ME}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

▪ **Travée de rive (1-2) (5-6)**

$$T_E = \frac{2.23-5.58}{4.5} + \frac{4.404 \times 4.5}{2} = 9.16 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{2.23-5.58}{4.5} - \frac{4.404 \times 4.5}{2} = -10.65 \text{ KN}$$

- Travée intermédiaire (2-3) (4-5)

$$T_E = \frac{5.58-4.07}{4.3} + \frac{4.404 \times 4.3}{2} = 9.82 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{5.58-4.07}{4.3} - \frac{4.404 \times 4.3}{2} = -9.12 \text{ KN}$$

- Travée intermédiaire (3-4)

$$T_E = \frac{4.07-5.09}{2.4} + \frac{4.404 \times 2.4}{2} = 4.86 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{4.07-5.09}{2.4} - \frac{4.404 \times 2.4}{2} = -5.71 \text{ KN}$$

❖ Calcul de ferrailage

- E.L.U

- En travée

$$M_{\max} = 11.05 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

M_{tab} : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$; $\theta = 1$; Puisque la durée probable d'application de la combinaison supérieure à 24h.

$$d = 0,9 \times h \Rightarrow d = 0,9 \times 25 = 22.5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$M_{tab} = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.225 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 75.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = 75.53 \text{ KN.m} \geq M_t^{\max}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h$.

▪ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A'**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11050}{14,2 \times (22,5)^2 \times 65} = 0,024 \leq \mu_{lu} = 0,391$$

Donc la section est ferrailée par des armatures tendues (A' n'existe pas).

▪ **Détermination des armatures**

$$\mu = 0,024$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,030$$

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

$$A_u = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

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

$$A_u = \frac{11050}{0,988 \times 22,5 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 25}{1000}; 0,23 \times 65 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$= \max\{1,63; 1,77\} = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adaptif} = \max (A_u ; A_{min}) = \max (1,43; 1,77) = 1,77 \text{ cm}^2 = 3T10$$

- En appuis

$$M_a^{max} = 7.79 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence d'armature comprimé A'**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7790}{14,2 \times (22.5)^2 \times 10} = 0.108 \leq \mu_{lu} = 0,391$$

La section est ferrillée par des armatures tendues (A' n'existe pas). (A'=0) (Il n'y a pas des armatures dans la zone comprimé).

- **Détermination des armatures**

$$\mu = 0.108$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.143$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.942$$

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

$$A_u = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{7790}{0.942 \times 22.5 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{10 \times 25}{1000}; 0,23 \times 10 \times 22.5 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$= \max\{0.25 ; 0.217\} = 0.271 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adaptif} = \max (A_u ; A_{min}) = \max (1.06; 0.271) = 1.46 \text{ cm}^2 = 3T10$$

▪ **Vérification à l'E.L.S**

Si les conditions suivantes sont applicables :

La section est rectangulaire.....CV

La fissuration est peu préjudiciableCV

La sollicitation appliquée est à la flexion simpleCV

Les aciers utilisés sont de nuance de feE400CV

Donc il suffit de vérifier la condition suivante :

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

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Section	Mu	Mser	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
Appui	7.79	5.69	1.37	0.44	0.143	CV
Travée	11.05	8.07	1.37	0.44	0.03	CV

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

Tmax = 15.23 KN

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b_o.d} = \frac{15.23 \cdot 10^{-3}}{0.225 \times 0.1} = 0.68 \text{ Mpa}$$

Lorsque : la fissuration est peu préjudiciable (armatures droites) on utilise la relation suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 0.68 < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$ CV.

▪ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.054 \geq 0.044 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_o} \Rightarrow 0.054 \geq 0.04 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0,0017 \leq 0,009 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Armature transversale**

- **Diamètre des armatures d'âme**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b_o}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{160}{35}; 10; \frac{100}{10} \right\} = \min \{4.57; 12; 10\} = 4.57 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des cours de cadres**

$$St \leq \min \{0.9 \times d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm}\} = 20.25 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

- **Section des armatures transversales**

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

$$\partial_1 = \frac{A_t}{b_o . St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} . k}{0,9 . \sigma_s}$$

K = 1 ; en flexion simple

$$A_t \geq \left[\frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 . \sigma_s} \right] . b_o . St$$

$$A_t \geq \left[\frac{0,68 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \times 348} \right] . 10 \times 15 \approx 0$$

Donc on adopte la section exigée par la condition de non fragilité

$$\frac{A_t . f_e}{b . St} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,34; 0,4\} \text{ MPa} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,34 . b_o . S_o}{f_e} = \frac{0,34 . 10 . 15}{400} = 0,127 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 2T8 = 1 \text{ cm}^2$

❖ Schéma de ferrailage

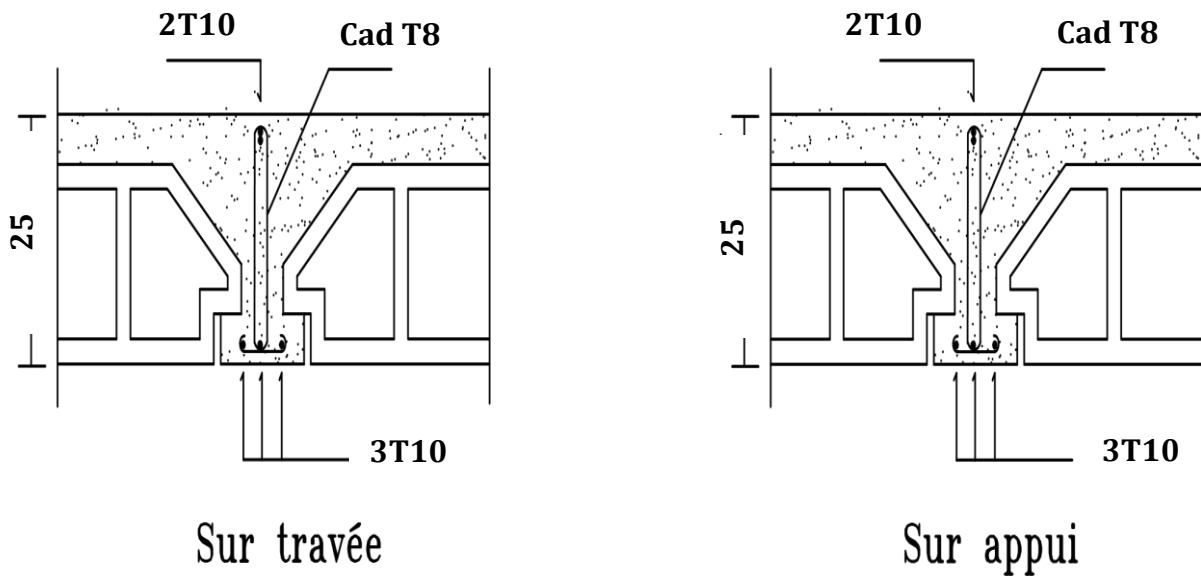


Figure III.2: Schéma de ferrailage des dalles.

CHAPITRE IV

Calcul des éléments non structuraux

IV.1. Introduction :

Dans toutes les structures on distingue deux types d'éléments :

1. Les éléments porteurs principaux qui contribuent au contreventement directement.
2. Les éléments secondaires qui sont des éléments non structuraux et qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Dans ce chapitre, nous effectueront le calcul pour les éléments secondaires qui sont :

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- L'ascenseur.

IV.2. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est nécessaire pour des raisons de sécurité et d'étanchéité des terrasses inaccessibles, il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 m linéaire.

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire (non structural) sont :

- La charge permanente (poids propre) $G = 211.1 \text{ kg/ml}$.
- La charge d'exploitation (due à une main courante) $Q = 100 \text{ Kg/ml}$.

Les dimensions de l'acrotère sont indiquées sur la figure :

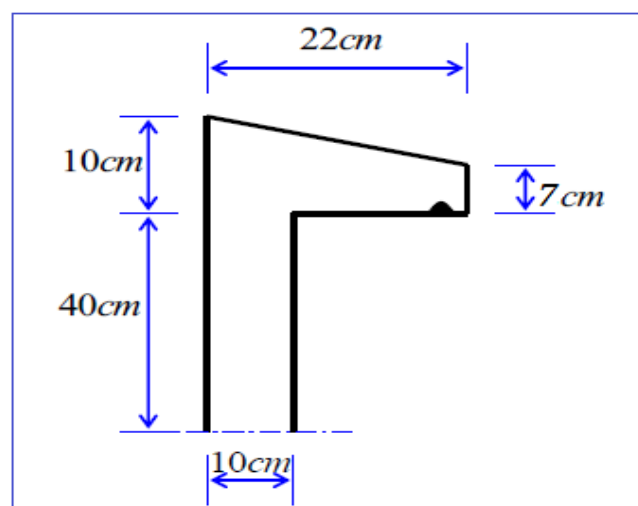


Figure IV.1 : les dimensions de l'acrotère.

➤ **Vérification de l'acrotère vis à vis de la force sismique : (A 6.2.3 du RPA99/V2003)**

L'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "FP" due au séisme, calculée comme suit :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

- A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0.25$).
- C_P : facteur de force horizontale ($C_P = 0.3$).
- W_P : poids de l'acrotère ($W_P = 211.1$).

Donc :

$$F_P = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 211.1 = 63.33 \text{ kg/ml} < Q = 100 \text{ kg/ml}$$

On peut déduire que l'action de la charge d'exploitation de l'acrotère est dominante devant la force due au séisme.

1. Ferrailage :

➤ **Armatures longitudinales :**

Selon le CBA (art B 5.3.1), pour les éléments exposés aux intempéries, la section minimale d'armatures longitudinales sera égale à :

$$A_{min} = 0,25\% B \text{ Si } f_{t28} < 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,20\% B \text{ Si } f_{t28} \geq 2,4 \text{ MPa}$$

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} < 2,4 \text{ MPa} \rightarrow A_{min} = 0,25\% B$$

Nous effectuons le ferrailage pour des bandes de 1m de largeur, la section de béton est donc égale à :

$$B = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_{min} = 0,25\% B = 0,25\% \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour les armatures longitudinales 5T8 espacé de 20 cm avec une section d'acier $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement :**

Selon l'article B.5.3.3 du BAEL (91) 99, les espacements doivent être :

- ✓ $St \leq (25\text{cm} ; 2.5 \times eb)$
- ✓ $St \leq (25\text{cm} ; 2.5 \times 10)$
- ✓ $St \leq 25 \text{ cm.}$

➤ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,628 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte pour les armatures de répartition **3T8** espacé de 20 cm.

➤ *Schéma de ferrailage*

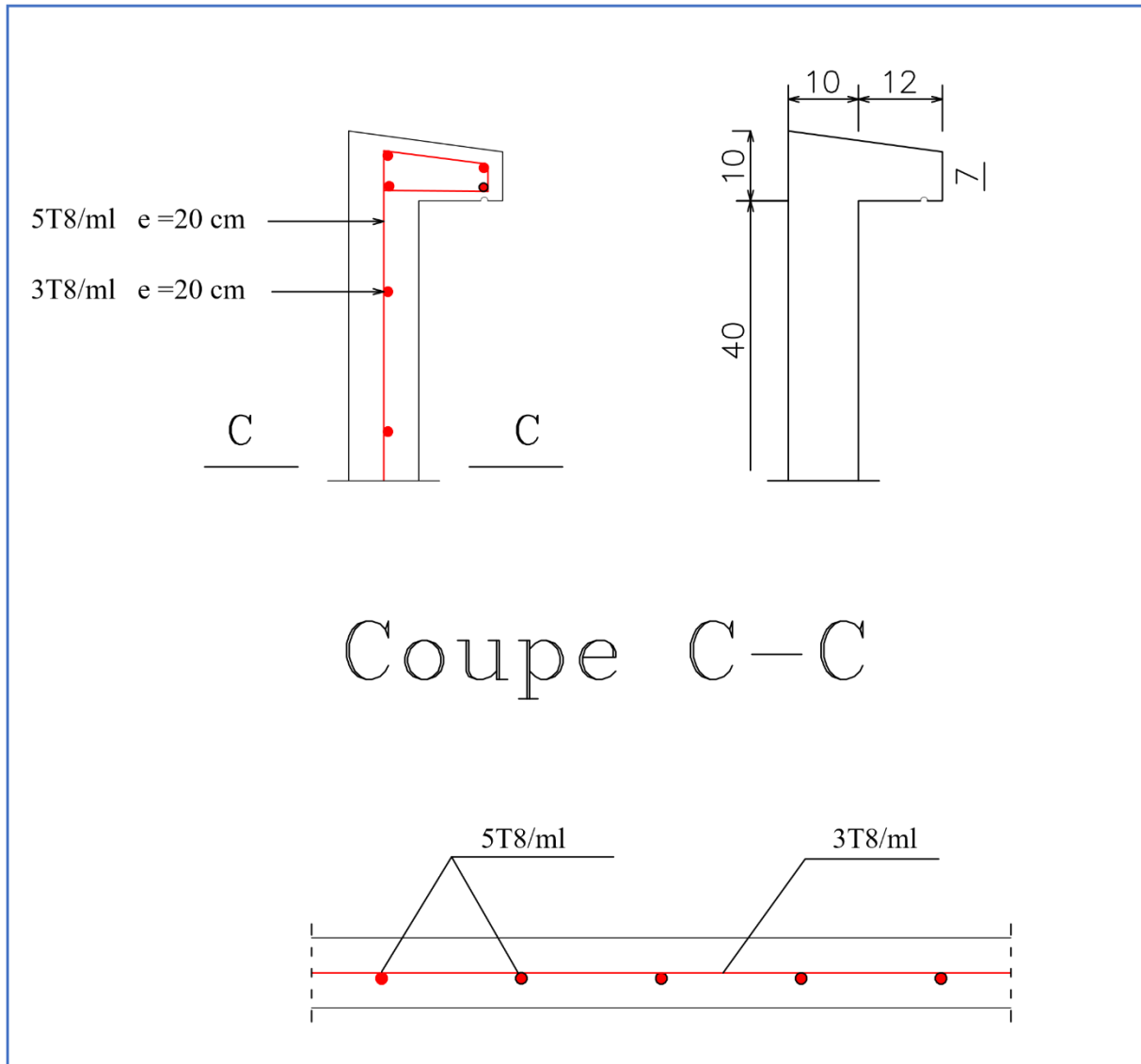


Figure IV.2 : croquis de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. L'escalier :

Les escaliers sont constitués de volée et de palier en béton armé. Ils sont reposés sur deux appuis, et ils ne sont pas exposés aux intempéries, donc le ferrailage se fera en flexion simple (fissuration peu nuisible).

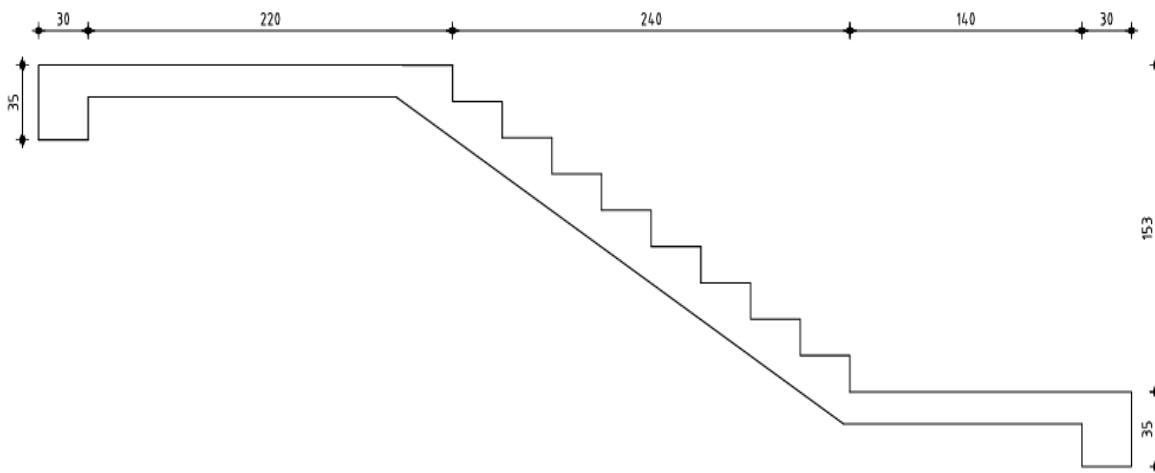


Figure IV.3 : Schéma des escaliers.

1. Chargement :

Le chargement a été calculé au chapitre prédimensionnement et descente de charges :

$$\text{Volée : } G_v = 823.76 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Volée : } Q_v = 250 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Palier : } G_p = 574 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Palier : } Q_p = 250 \text{ kg/m}^2.$$

2. Combinaisons d'action :

$$g_v = 1.35G_{\text{Volée}} + 1.5Q_{\text{Volée}} = 1,35 \times 823,76 + 1,5 \times 250 = \\ = 1487,08 \text{ Kg/ml}$$

$$g_p = 1.35G_{\text{Palier}} + 1.5Q_{\text{Palier}} = 1,35 \times 574 + 1,5 \times 250 = 1149,90 \text{ Kg/ml}$$

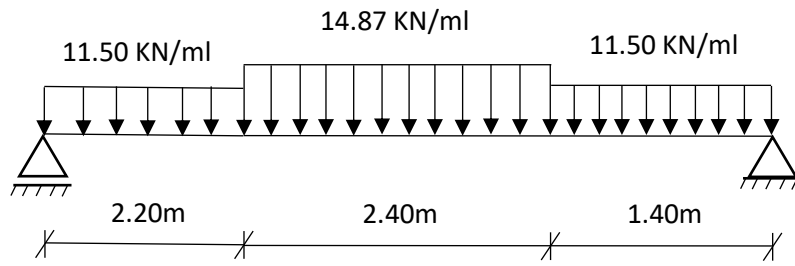


Figure IV.4 : schéma statique de calcul.

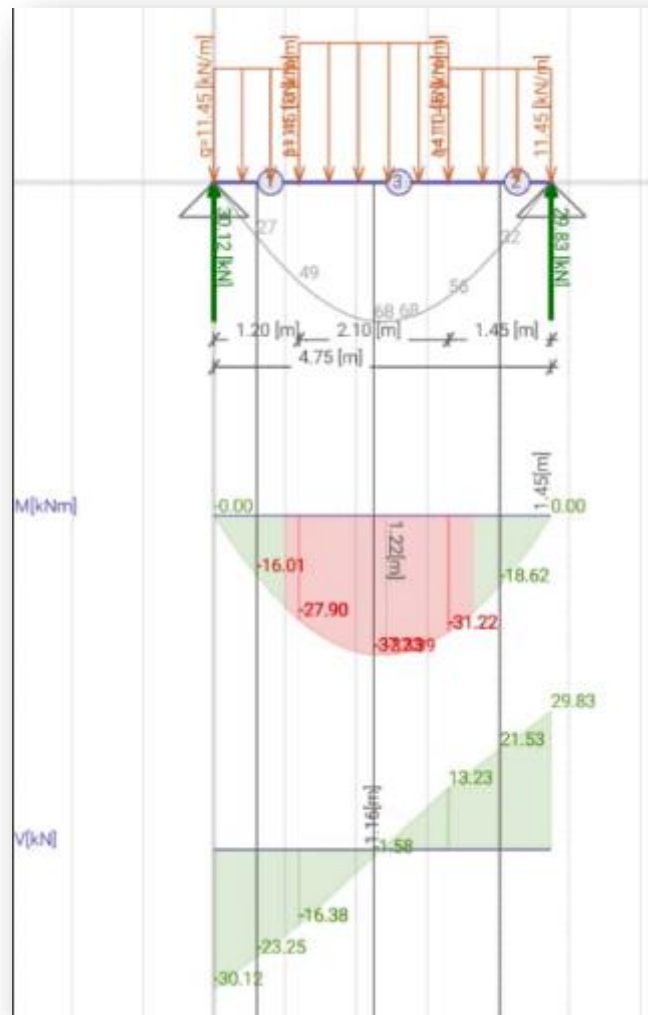


Figure IV.5 : Résultats de calcul RDM

3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 mètre en flexion simple à l'ELU et la fissuration est peu nuisible avec :

- $b = 1$ m.
- $h = 0.16$ m.
- $d = 0.9 \times h = 0.144$ m.

Et on a :

$$\begin{cases} M_{travée} = 0.85 \times M_{max} = 31.807 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 0.3 \times M_{max} = 11.226 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferrailage minimale :**

$$A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.144 \times 2.1 / 400 = 1.739 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferrailage longitudinale :**

Sur Appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{appui}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.011226}{1 \times 0.144^2 \times 14.17} = 0.038 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \left(\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.048$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.141 \text{ m}$$

$$Au = \frac{M_{appui}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.011226}{0.141 \times 347.83} = 2.28 \text{ cm}^2/\text{ml. On adopte 5T6 espacé de 25 cm.}$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.031807}{1 \times 0.144^2 \times 14.17} = 0.108 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \left(\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.143$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.135 \text{ m}$$

$$Au = \frac{M_{travée}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.031807}{0.141 \times 347.83} = 6.48 \text{ cm}^2/\text{ml. On adopte 5T12 espacé de 20 cm.}$$

➤ *Vérification de l'espacement maximale :*

Armatures principales : $St \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armatures de répartition : $St \leq \text{Min} (4h ; 44 \text{ cm}) = 44 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$

➤ *Ferraillage transversale :*

Selon le CBA 93 art A.5.2.2 les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

- Pas de reprise de bétonnage.
- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \times d} = \frac{30.12}{1 \times 0.144} = 0.209 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires

➤ *Schéma de ferraillage*

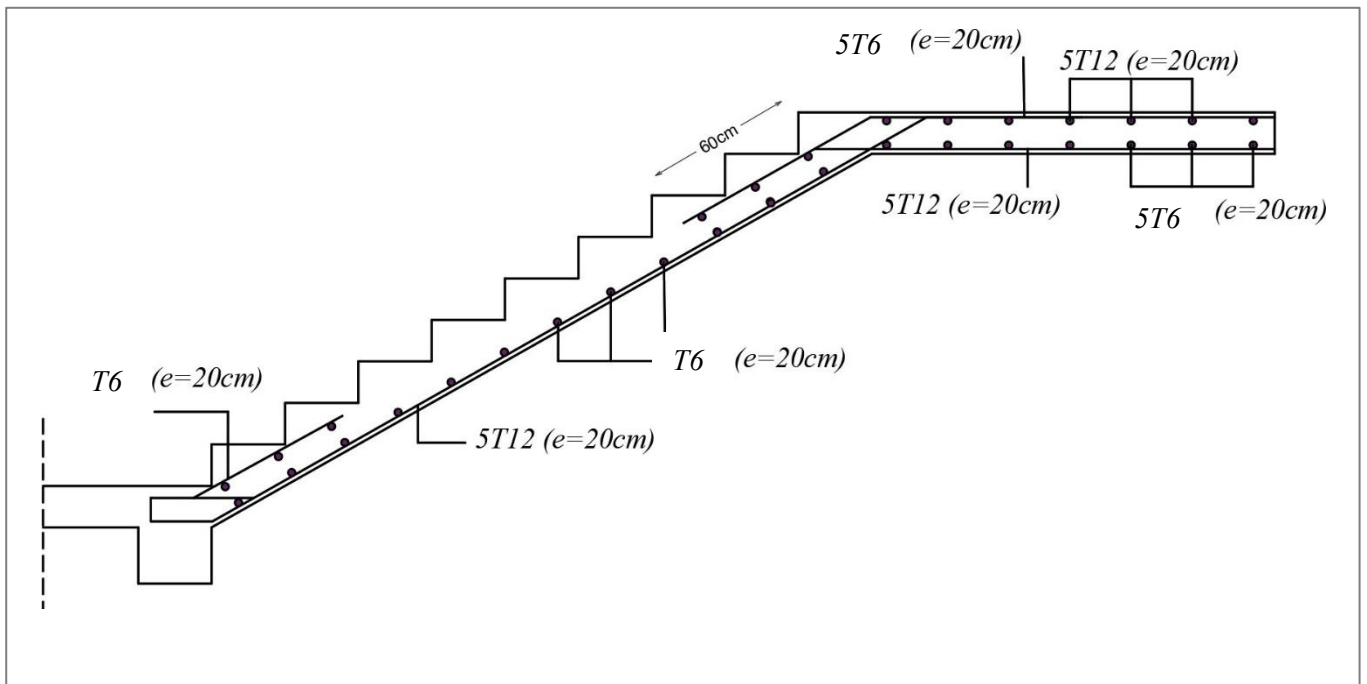


Figure IV.6 : croquis de ferraillage de l'escalier.

IV.4. La poutre palière :

La poutre palière c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

1. Dimensionnement de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{410}{15} \leq h_p \leq \frac{410}{10} \Leftrightarrow 27.33 \leq h_p \leq 41$$

$$h_p = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

$$12 \leq b \leq 32 \text{ cm,}$$

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

Donc on choisit une section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 40$)

2. Charges et surcharges :

$$q_u = 1.35 G + R$$

$$G = g_p + g_{mac}$$

$$g_p = b \times h_p \times 25 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$g_{mac} = G_{mac} \times h_{mac} = 2.76 \times \frac{3.06}{2} = 4.22 \text{ KN/ml}$$

$$R = 30.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times (3 + 4.22) + 30.12 = 39.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_{max} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{39.87 \times 4.1^2}{8} = 83.77 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{39.87 \times 4.1}{2} = 81.73 \text{ KN}$$

Sur Appuis :

$$M_{app} = 0.3 \times M_{max} = 25.13 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.8 \times M_{max} = 67.01 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.1 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière.

	M (MN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_u(cm^2)$	A_{cnf}	A_{adop}	Ferr
Appuis	0.0251	0.045	0.057	0.351	2.05	1.56	2.05	4T10
Travée	0.0670	0.121	0.161	0.336	5.73	1.56	5.73	5T14

➤ Ferrailage transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{0.081}{0.3 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.75 \text{ Mpa} < \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33$$

D'après le RPA les armatures transversales seront choisies comme suit :

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \implies \varphi_t \leq 8mm \quad \text{On a choisi un cadre et un étrier } \varphi 8$$

$$St \leq S_{max} = \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On prend St= 20 cm

➤ Schéma de ferrailage

Ferrailage de la poutre palière

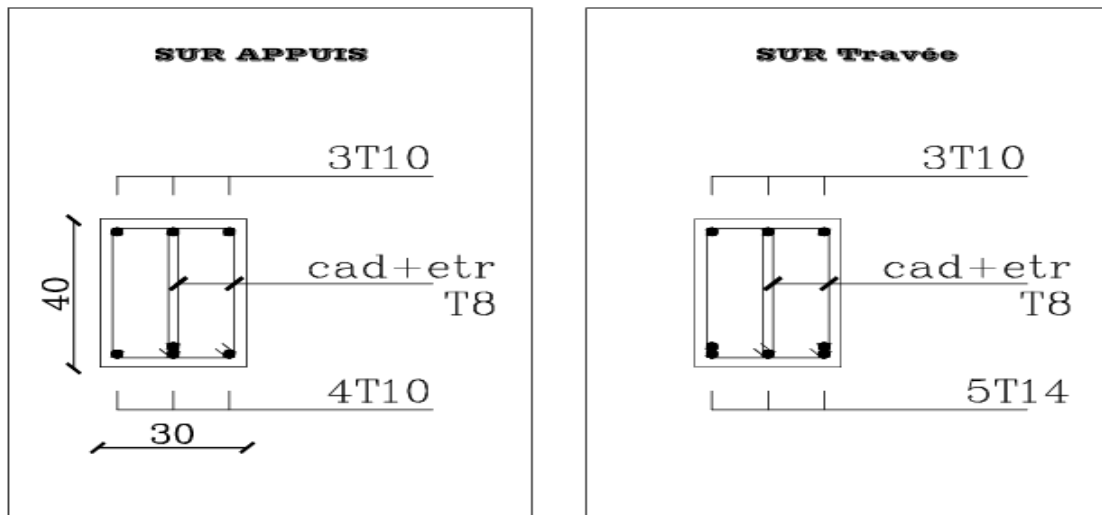


Figure IV.7 : croquis de ferrailage de la poutre palière.

IV.5. Etude d'ascenseur :

L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures de cinq (5) étages et plus, elle est composée essentiellement de trois constituants :

- La cabine ou la benne : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- Le treuil de levage et sa poulie : est un cylindre horizontal mobile autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule son mouvement de monté et de descendes.
- Le contre poids : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile.

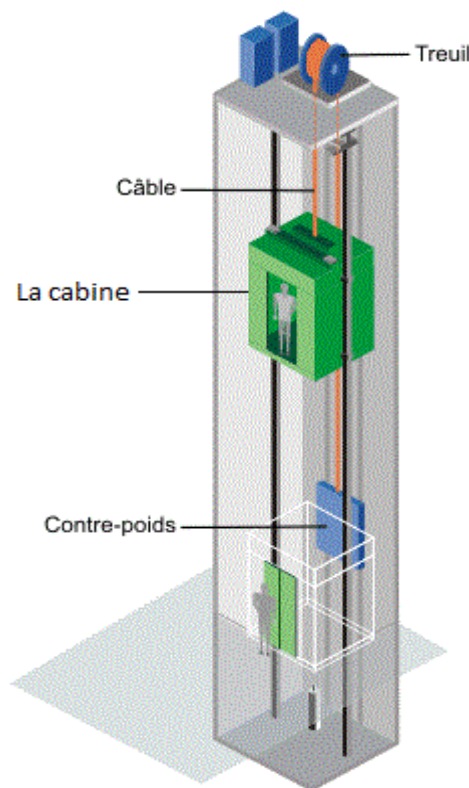


Figure IV.8 : Ascenseur.

1. Caractéristiques des ascenseurs :

- ◆ Charges nominales : on distingue les charges suivantes (en kilogramme) 320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500.
- ◆ Vitesses nominales : les vitesses les plus utilisées en mètre par seconde (m/s) Sont : 0,4 / 0,62 / 1 / 1,6 / 2,5.

Suivant la norme (NF. P82.208) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée 8 personnes, donc on a une charge nominale de 630 Kg pour une vitesse de 1,6m/s.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suivies :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1.80\text{m}$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1.40\text{m}$
- Largeur de la gaine : $LG = 2.20\text{m}$
- Profondeur de la gaine : $PG = 2.20\text{m}$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20\text{m}$
- Largeur du passage libre : $L_p = 1.20\text{m}$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2.00\text{m}$

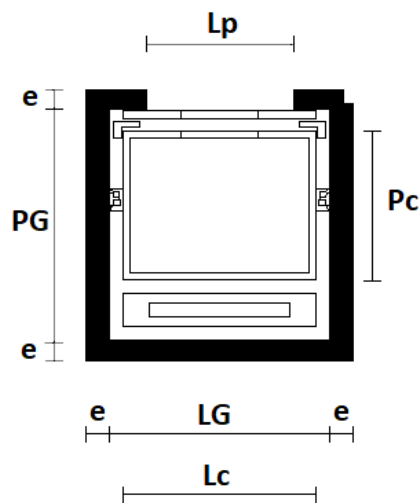


Figure IV.9 : Dimensions de l'ascenseur.

2. Calcul de la charge :

A- Charge permanente :

P_m : Le poids mort (poids des câbles, la cabine et accessoire).

- La masse de la cabine :

- Surface latérale : $S_1 = (2 \times 1.8 + 1.4) \times 2.2 \rightarrow S_1 = 11.09 \text{ m}^2$.
- Masse de la surface latérale : 11.5 Kg/m^2

$$M_1 = 11.09 \times 11.5 \rightarrow M_1 = 127.54 \text{ Kg}$$

- La masse de plancher :

- Surface de plancher : $S_2 = 1.8 \times 1.8 \rightarrow S_2 = 3.24 \text{ m}^2$.
- Masse du plancher : 110 kg/m^2 si la charge minimale est entre (675 Kg et de 2000kg).

$$M_2 = 3.24 \times 110 \rightarrow M_2 = 356.4 \text{ Kg.}$$

- La masse de parachute : $M_3 = 40\text{Kg}$
- La masse des accessoires : $M_4 = 80\text{Kg}$
- La masse de l'arcade : $M_5 = 60 + (80 \times 1,10) \rightarrow M_5 = 148\text{ Kg}$
- La masse des poulies de moulage : $M_6 = 2 \times 30 \rightarrow M_6 = 60\text{ Kg}$
- La masse de la porte de la cabine :

$$S_7 = 1,20 \times 2 \rightarrow S_7 = 2,40\text{ m}^2.$$

$$M_7 = 2,4 \times 25 + 80 \rightarrow M_7 = 140\text{ Kg}$$

$$\text{Donc : } P_m = \Sigma M_i \rightarrow P_m = 951,94\text{ Kg}$$

- La masse de contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} \rightarrow P_p = 951,94 + \frac{584}{2} \rightarrow P_p = 1243,94\text{ Kg}$$

- La masse de treuil + moteur : $P = 1200\text{ Kg}$
- La masse des câbles : on a une poulie, donc deux câbles.

$$\frac{D}{d} > 40 \text{ Avec : } D : \text{Diamètre de poulie (D = 550mm)}$$

d : Diamètre de câble.

$$\text{On prend : } \frac{D}{d} = 45 \rightarrow d = \frac{550}{45} \rightarrow d = 12,22\text{ mm}$$

La longueur de câble :

$$L_c = H_t - H_{\text{cabin}} \rightarrow L_c = 28,9 - 2,2 \rightarrow L_c = 26,7\text{ m}$$

$$M_c = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,515\text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 26,7 m

n : nombre des câbles = 2

$$M_c = 2 \times 26,7 \times 0,515 \rightarrow M_c = 27,50\text{ Kg}$$

La masse totale : $M_t = M_c + P_m + P_p + P = 27,50 + 951,94 + 1243,94 + 1200$

$$\rightarrow M_t = 3423,38\text{ Kg}$$

Le poids total : $P_t = M_t \times g \rightarrow P_t = 3423,38 \times 9,81 \rightarrow P_t = 33583,36\text{ N}$

$\rightarrow P_t = 33,58\text{ KN}$ Avec « g » : l'accélération de la pesanteur.

B- Charge d'exploitation :

$$Q = 6,30 \text{ KN}$$

C- Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q \rightarrow Q_u = 1.35 \times 33.58 + 1.5 \times 6.3 \rightarrow Q_u = 54.78 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Q_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow Q_{\text{ser}} = 33.58 + 6.30 \rightarrow Q_{\text{ser}} = 39.88 \text{ KN}$$

3. Vérification de la dalle au poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis), chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale.

➤ **ELU :**

$$Q_{\text{up}} = \frac{Q_u}{4}$$

$$Q_{\text{up}} = \frac{54.78}{4} = 13.69 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

$$Q_{\text{sp}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{4}$$

$$Q_{\text{sp}} = \frac{39.88}{4} = 9.97 \text{ KN}$$

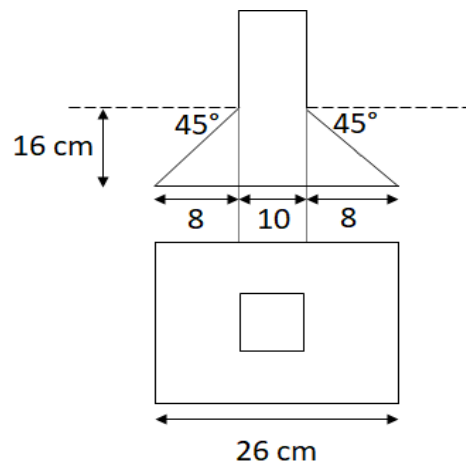


Figure IV.10 : Schéma de poinçonnement.

Selon les règles (BAEL.91), on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_{\text{up}} \leq Q'_u = 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre au niveau de la feuille moyenne. $U_c = 2 \times (U+V)$

$$U = V = 10 + 2 \times 8 = 26 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (26 + 26) \rightarrow U_c = 104 \text{ cm}$$

h_0 : Epaisseur de la dalle. $h_0 = 16 \text{ cm}$

$$Q'_u = 0.045 \times 1.04 \times 0.16 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$Q_{\text{up}} = 13.69 \text{ KN} \leq 124.8 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

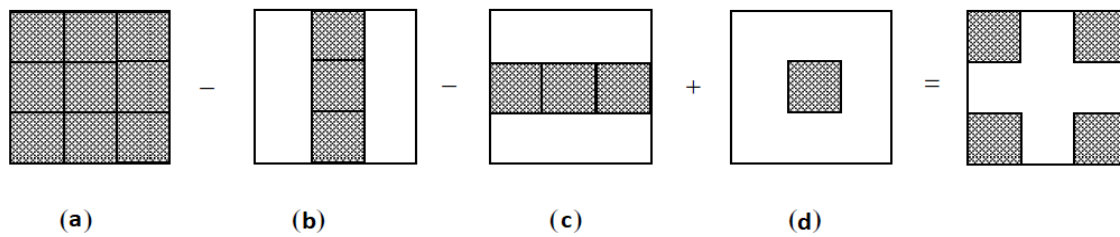
4. Evaluation du moment dus aux charges concentrées :

Les moments M1 et M2 en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}$$

$L_x = 2.20 \text{ m} ; L_y = 2.20 \text{ m}$

A. Distances des rectangles :



- le rectangle (a) :

$U = 94 \text{ cm} ; V = 94 \text{ cm}$

- le rectangle (b) :

$U = 42 \text{ cm} ; V = 94 \text{ cm}$

- le rectangle (c) :

$U = 94 \text{ cm} ; V = 42 \text{ cm}$

- le rectangle (d) :

$U = 42 \text{ cm} ; V = 42 \text{ cm}$

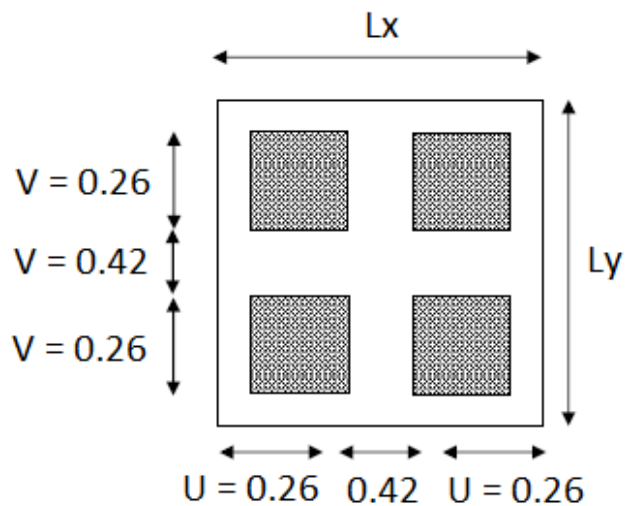


Figure IV.11 : Distances des rectangles des charges concentrées.

B. Les moments suivant les deux directions :

$M_x = (M_1 + v \cdot M_2) \cdot P$

$M_y = (M_2 + v \cdot M_1) \cdot P$

Avec : M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de (PIGEAUD).

v : Coefficient de poisson.

➤ À L'ELU : ($v = 0$)

$$M_x = M_1.P ; M_y = M_2.P$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{2.20} \rightarrow \rho = 1$$

$$P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{Q_{up}}{U.V} = \frac{13.69}{0.26 \times 0.26} \rightarrow P' = 202.51 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (a), (b), (c) et (d) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	U (m)	V (m)	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
A	0.94	0.94	0.43	0.43	0.130	0.070	0.88	178.21	23.17	12.47
B	0.42	0.94	0.19	0.43	0.170	0.080	0.39	78.98	13.43	6.32
C	0.94	0.42	0.43	0.19	0.140	0.120	0.39	78.98	11.06	9.48
D	0.42	0.42	0.19	0.19	0.200	0.141	0.18	36.45	7.29	5.14

C. Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x a} - M_{x b} - M_{x c} + M_{x d} = 5.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M_{y a} - M_{y b} - M_{y c} + M_{y d} = 1.81 \text{ KN.m}$$

D. Moments dues aux charges réparties (poids propre) et chargement :

- Poids propre :

$$G = 0.16 \times 25 = 4 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

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

- Charge ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 4 + 1.5 \times 1 \rightarrow q_u = 6.9 \text{ KN/m}$$

E. Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{2.20} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\alpha = 1 \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0.072 \times 6.9 \times 2.20^2 \\ M_{y2} = 0.395 \times 2.404 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 2.404 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.949 \text{ KN.m} \end{cases}$$

F. Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 5.97 + 2.404 \rightarrow M_{0x} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1.81 + 0.949 \rightarrow M_{0y} = 2.76 \text{ KN.m}$$

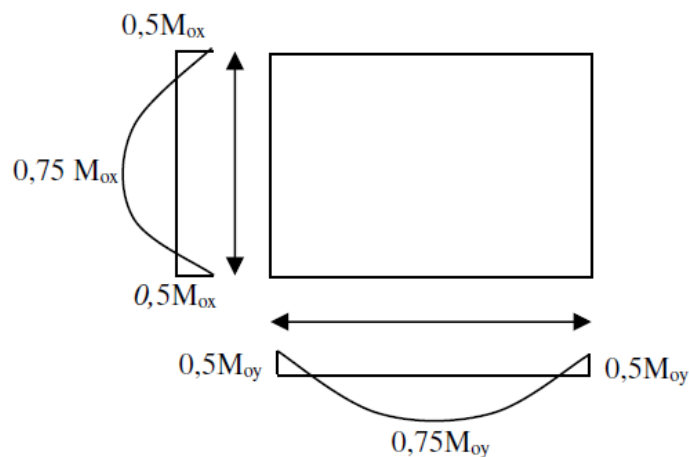
G. Les moments retenus :

Figure IV.12 : Moment en appui et en travée.

➤ **Sens (x) :**

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 \cdot M_{0x} = 0.75 \times 8.37 \rightarrow M_t = 6.28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.5 \cdot M_{0x} = 0.5 \times 8.37 \rightarrow M_a = 4.18 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens (y) :**

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 \cdot M_{0y} = 0.75 \times 2.76 \rightarrow M_t = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.5 \cdot M_{0y} = 0.5 \times 2.76 \rightarrow M_a = 1.38 \text{ KN.m}$$

H. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur.

◆ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \times 0.16 = 0.144$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.17} \rightarrow \mu_u = 0.021$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.144 \times 348} \times 10^4 \rightarrow A = 1.37 \text{ cm}^2$$

◆ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.144 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 0.000174 \text{ m}^2 = 1.74 \text{ cm}^2$$

◆ Le choix d'armature :

$$3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

◆ **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \times 0.16 = 0.144$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{4.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.17} \rightarrow \mu_u = 0.014$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{4.18 \times 10^{-3}}{0.994 \times 0.144 \times 348} \times 10^4 \rightarrow A = 0.84 \text{ cm}^2$$

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.144 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 0.000174 \text{ m}^2 = 1.74 \text{ cm}^2$$

◆ **Le choix d'armature :**

$$3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1. Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts produits par l'action accidentelle (séisme) sur la structure du bâtiment.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts interne engendrée à l'intérieur de la structure sollicitée.

Selon [RPA99V2003/A.3.4.1.a], tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou **14m** de hauteur dans **la zone IIa**, devra être contreventée par des voiles (voiles + portiques).

V.2. Les méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont pour objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes [RPA99V2003/A.4.1.1] propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélerogramme.

a) La méthode statique équivalente :

Principe : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Domaine d'application : La méthode statique équivalente s'applique aux bâtiments ou blocs qui présentent des régularités en plans et en élévations avec une hauteur totale qui ne dépasse les **65 m** en zones **I et IIa** et **30 m** en zones **IIbet III**, si non ces bâtiments ou blocs doivent respecter les conditions présentées [RPA99V2003/A.4.1.2]

b) La méthode dynamique modale spectrale :

Principe : Cette méthode consiste à rechercher sur chaque mode propre, le maximum de réponse, dont on déduit la valeur maximum probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique qui représente le système de chargement sismique appliquée à la structure.

Domaine d'application : La méthode dynamique modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Principe : Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

Classification des zones sismiques :

D'après [RPA99V2003/A.3.1] Le territoire national est divisé en quatre (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cette répartition par wilaya et par commune :

- ❖ **Zone 0** : Sismicité négligeable.
- ❖ **Zone I** : Sismicité faible.
- ❖ **Zone IIa et IIb** : Sismicité moyenne.
- ❖ **Zone III** : Sismicité élevée.

Notre projet se situe dans la wilaya de **RELIZANE** qui est classé dans une zone de sismicité moyenne **ZONE IIa**.

Classification de l'ouvrage selon leur importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, la hauteur ne dépasse pas **48 m**. Donc il est de **Groupe d'usage 2**.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

Pour choix de la méthode de calcul on doit vérifier les deux conditions de la régularité de la structure de la méthode statique équivalente, La vérification de la régularité sera conduite suivant les conditions prescrites par [RPA99V2003/A.3.5] comme suit :

• Régularité en plan

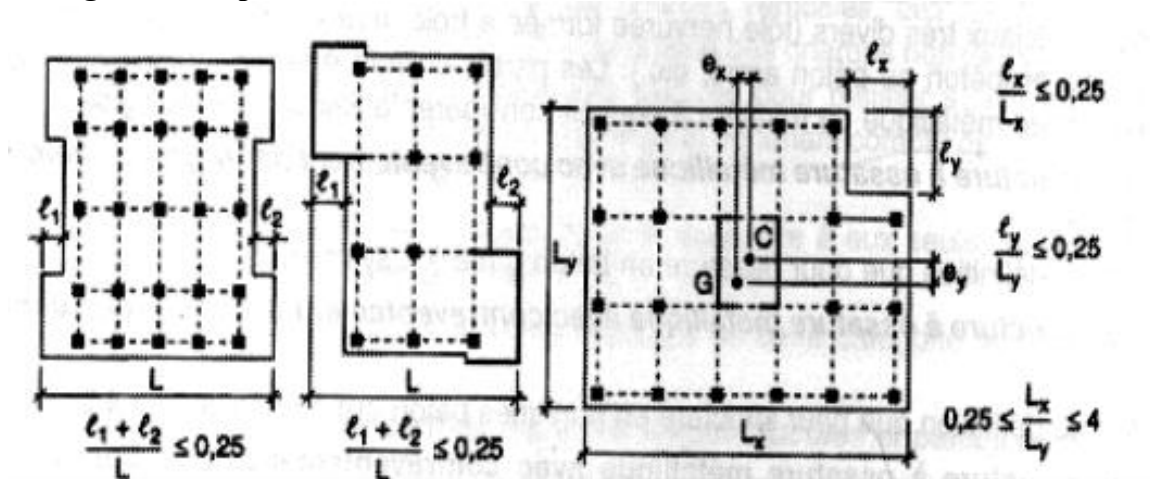


Figure V.1: Limites des décrochements en plan.

$$\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{3.1+4.5}{30.70} = 0.24 \leq 0,25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{1.90}{30.70} = 0.06 \leq 0,25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{4.50}{20.50} = 0.22 > 0,25 \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée.}$$

$$1,30 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{30.70}{20.50} = 1.49 \leq 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc la structure est régulière en plan.

• Régularité en élévation

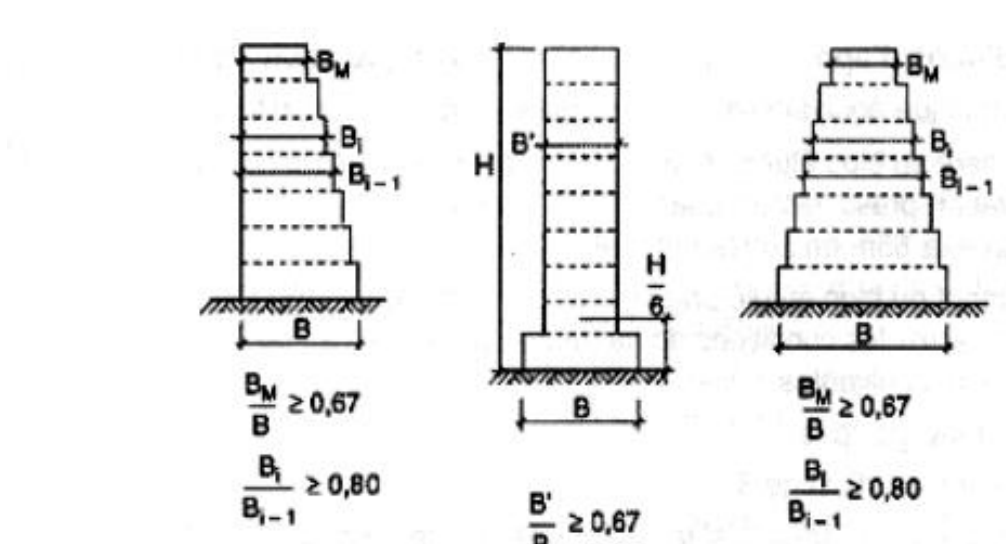


Figure V.2: Limites des décrochements en élévation.

$$\frac{B'}{B} = \frac{17.10}{20.50} = \mathbf{0.83} > 0,67 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la structure est régulière en élévation.

Résultat : Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictés par [RPA99V2003/A.3.5] nous montre que la structure étudiée présente une régularité en plan et en élévation. Donc on utilise la **méthode statique équivalente** pour l'analyse sismique.

V.4. Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la Méthode Statique Equivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

➤ Conditions d'application :

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

- Aux bâtiments réguliers en plan et en élévation dont la hauteur ne dépasse pas 65 m en zone I et IIa, et 30 m en zone IIb et III.
- Aux bâtiments irréguliers respectant les conditions de hauteur citée ci-dessus ainsi qu'aux conditions suivantes :

Zone I :

Tous groupes d'usages.

Zone IIa :

Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2 si $H \leq 7$ niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B si $H \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A si $H \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

Groupe d'usage 3 et 2 si $H \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B si $H \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A si $H \leq 2$ niveaux ou 8 m.

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA99/V2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa + groupe d'usage 2 ⇒ **A = 0.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la catégorie du site, du facteur d'amortissement et de la période T. (art4.2.3, formule 4.2 du RPA99/V2003).

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

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site (art 4.3.3, tab 4.7 du RPA99/V2003).

Site 2 ⇒ **T₂ = 0.40 s.**

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (art 4.2.3, tab 4.2 du RPA99/V2003)

ξ = 10%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = \mathbf{0.764} \geq \mathbf{0.7} \quad (\text{Vérfiée}).$$

T : Période fondamentale de la structure (art4.2.4, du RPA99/V2003).

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 \times h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N = 28.90m

C_T : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par (tab 4.6 du RPA99/V2003).

$$C_T = 0.05 \text{ (cas n°4).}$$

• **Sens longitudinal :**

$$D = 30,70\text{m}$$

$$T_X = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 28.90^{3/4} = 0,623 \text{ s} \\ 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times \frac{28.90}{\sqrt{30.70}} = 0.469 \text{ s} \end{cases}$$

• **Sens transversal :**

$$D = 20,50\text{m}$$

$$T_Y = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 28.90^{3/4} = 0,623 \text{ s} \\ 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times \frac{28.90}{\sqrt{20.50}} = 0,574 \text{ s} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_X = 0.4 < 0.469 < 3\text{s.} \\ T_Y = 0.4 < 0.574 < 3\text{s.} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.4}{0.469}\right)^{2/3} = 1.695 \\ D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.4}{0.574}\right)^{2/3} = 1.456 \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité, donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir. (Tab 4.4 du RPA99/V2003).

➤ **Sens longitudinal :**

- | | |
|---|--------------|
| ➤ Conditions minimales sur les files de contreventement : observé | $q_1 = 0$ |
| ➤ Redondance en plan : observé | $q_2 = 0$ |
| ➤ Régularité en plan : observé | $q_3 = 0$ |
| ➤ Régularité en élévation : observé | $q_4 = 0$ |
| ➤ Contrôle de la qualité des matériaux : non observé | $q_5 = 0.05$ |
| ➤ Contrôle de la qualité de l'exécution : non observé | $q_6 = 0.1$ |

$$Q = 1 + (0+0+0.05+0+0.05+0.1) = 1.15 \quad \mathbf{Q = 1.15}$$

➤ *Sens transversal :*

- | | |
|---|-----------------------|
| ➤ Conditions minimales sur les files de contreventement : observé | q ₁ = 0 |
| ➤ Redondance en plan : observé | q ₂ = 0 |
| ➤ Régularité en plan : observé | q ₃ = 0 |
| ➤ Régularité en élévation : observé | q ₄ = 0 |
| ➤ Contrôle de la qualité des matériaux : non observé | q ₅ = 0.05 |
| ➤ Contrôle de la qualité de l'exécution : non observé | q ₆ = 0.1 |

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.15 \quad \mathbf{Q = 1.15}$$

R : Coefficient de comportement de la structure, sa valeur dépend de système de contreventement (Tab 4.3 du RPA99/V2003).

R = 3.5 (contreventement par voiles porteurs).

Evaluation des masses :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure au niveau (i).
- W_{Qi} : Charges d'exploitation au niveau (i).
- β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par **le tableau 4.5 du RPA**.
Dans notre cas $\beta : 0.20$ (Bâtiment d'habitation).

➤ *Poids total de la structure :*

D'après la modélisation par logiciel Etabs : $\mathbf{W_{total} = 5483.41t}$

Donc :

$$V_X = \frac{0.15 \times 1.695 \times 1.15 \times 5483.41}{3.5} = \mathbf{458.08 t}$$

$$V_Y = \frac{0.15 \times 1.456 \times 1.15 \times 5483.41}{3.5} = \mathbf{393.49 t}$$

➤ *L'effort sismique dynamique à la base :*

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques V déterminées par la méthode statique équivalents. (RPA99.article 4-3-6)

$$F_x > 0,8V_x$$

$$F_y > 0,8V_y$$

Avec :

F_x, F_y l'effort sismique (calcul par logiciel)

$$F_x = 483.65t$$

$$0,8V_x = 366.46t$$

$$F_y = 580.59t$$

$$0,8V_y = 314.79t$$

$$F_x = 483.65t > 0,8V_x = 366.46t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$F_y = 580.59t > 0,8V_y = 314.79t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *Vérification des déplacements :*

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage « Article 5-10 RPA 99 (version2003) ».

- ❖ Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

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

- $\{\delta_{ek}\}$: Déplacement dû aux forces sismiques F_k .
- **R** : Coefficient de comportement.

- ❖ Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

Ce dernier est limité : $\Delta_k < \Delta_{adm} = \frac{h_{etage}}{100}$

- *Sens longitudinal :*

Tableau V.1 : Déplacement des étages (sens longitudinal).

<i>Niveau</i>	δ_{ek} (m)	δ_k	Δ_k (m)	Δ_{adm} (m)	<i>Obs</i>
1	0,0011	0,0039	0,0039	0.0323	<i>Vérifié</i>
2	0,0032	0,0112	0,0074	0.0323	<i>Vérifié</i>
3	0,0061	0,0214	0,0102	0.0323	<i>Vérifié</i>
4	0,0094	0,0329	0,0116	0.0323	<i>Vérifié</i>
5	0,0129	0,0452	0,0123	0.0323	<i>Vérifié</i>
6	0,0164	0,0574	0,0123	0.0323	<i>Vérifié</i>
7	0,0199	0,0697	0,0123	0.0323	<i>Vérifié</i>
Terrasse	0,0231	0,0809	0,0112	0.0323	<i>Vérifié</i>

- *Sens transversal :*

Tableau V.2 : Déplacement des étages (sens transversal).

<i>Niveau</i>	δ_{ek} (m)	δ_k	Δ_k (m)	Δ_{adm} (m)	<i>Obs</i>
1	0,0011	0,0039	0,0039	0.0323	<i>Vérifié</i>
2	0,0033	0,0116	0,0077	0.0323	<i>Vérifié</i>
3	0,0061	0,0214	0,0098	0.0323	<i>Vérifié</i>
4	0,0095	0,0333	0,0119	0.0323	<i>Vérifié</i>
5	0,0127	0,0445	0,0112	0.0323	<i>Vérifié</i>
6	0,0166	0,0581	0,0137	0.0323	<i>Vérifié</i>
7	0,0201	0,0704	0,0123	0.0323	<i>Vérifié</i>
Terrasse	0,0233	0,0816	0,0112	0.0323	<i>Vérifié</i>

Conclusion :

La condition : $\Delta_k \leq 1\% h_e$ est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles.

CHAPITRE VI

Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons déterminer les sections d'acier nécessaires à la résistance et la stabilité des éléments principaux (voiles, poteaux, poutres) de notre structure en utilisant les sollicitations revenant aux éléments structuraux dues aux charges verticales et aux charges horizontales.

Le ferrailage des éléments principaux s'effectuera selon le règlement *C.B.A 93* et les règles parasismiques en vigueur en Algérie « *RPA 99/ version 2003* ».

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

➤ **Les poteaux :**

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant, des efforts normaux, des efforts tranchants et ils seront donc calculés en flexion composée.

➤ **Les poutres :**

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées en flexion simple.

➤ **Les voiles :**

Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants, des moments fléchissant, Ils seront donc calculés en flexion composée.

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé assurant la transmission des efforts vers les poteaux ils ne sont pas exposés aux intempéries et sollicitées par un moment fléchissant M et un effort tranchant V .

Le calcul des poutres sera en flexion simple à l'ELU avec une fissuration peu préjudiciable.

Le ferrailage se fera conformément aux règles du *C.B.A 93* tous en respectant les prescriptions du *RPA99/Ver 2003*, sous la plus défavorable des sollicitations obtenues par la superposition des efforts.

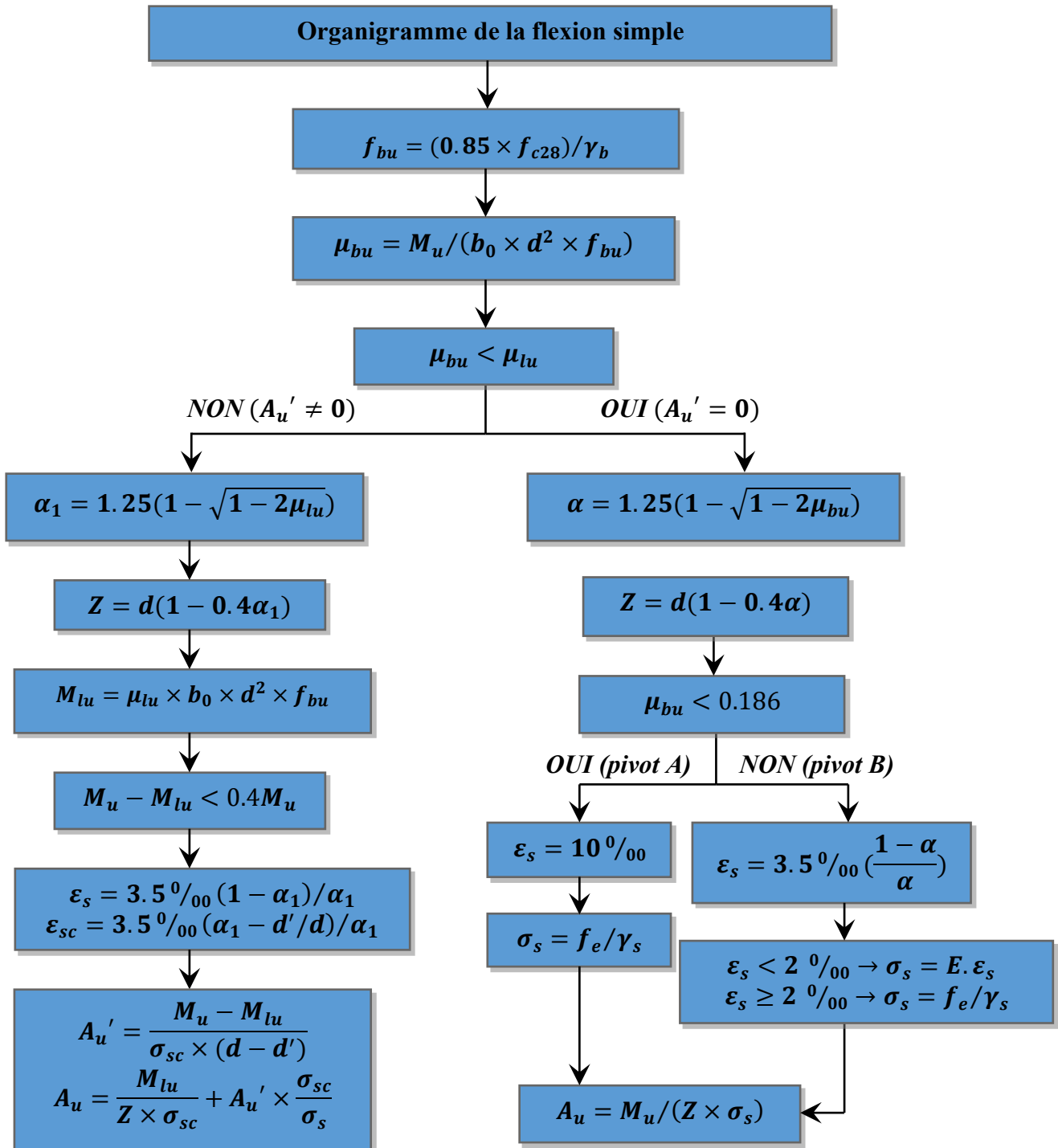


Figure VI.1: Organigramme de calcul des sections rectangulaires en flexion simple à l'ELU.

- ✓ Selon les recommandations du *RPA99/Ver 2003 (Art 7.5.2.1)* :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{min} = 0.5 \% \times b \times h$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- En zone courante :
 $4 \% \times b \times h$
- En zone de recouvrement :
 $6 \% \times b \times h$

La longueur minimale de recouvrement est de :

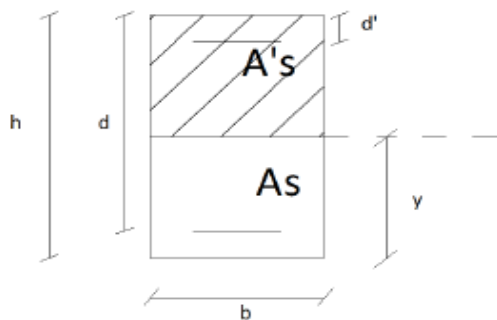
$$40 \phi \text{ En zone II}$$

- On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée

❖ *Poutres principales*

➤ *Ferraillage longitudinal :*

- *En travée : $M_u = 59.43 \text{ KN.m}$*



Données :

- $b = 0.30 \text{ m.}$
- $h = 0.40 \text{ m.}$
- $d = 0.36 \text{ m.}$
- $d' = 0.04 \text{ m.}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{59.43 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.107 < 0.186$$

$$\text{Donc : Pivot A} \Rightarrow \epsilon_s = 10^0/00 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.375$$

$$\mu_{lu} = 0.294 > \mu_{bu} = 0.107 \Rightarrow As' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.141$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.339 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{59.43 \times 10^{-3}}{0.339 \times 347.83} \times 10^4 = 5.177 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.304 \text{ cm}^2$$

Section minimale A_{min} :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} b \cdot h = \frac{0.5}{100} \cdot 1200 = 6 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = \max \{A_u, A_{CNF}, A_{min}\} = \max \{5.177 \text{ cm}^2 ; 1.304 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2\} = 5.177 \text{ cm}^2$. On prend **6T14**

- **Sur appuis : $M_u = -72.71 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{72.71 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.131 < 0,186$$

Donc : Pivot A $\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$.

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.293 > \mu_{bu} = 0.131 \Rightarrow As' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.176$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.334 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{72.71 \times 10^{-3}}{0.334 \times 347.83} \times 10^4 = 6.258 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.304 \text{ cm}^2$$

Section minimale A_{min} :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} b \cdot h = \frac{0.5}{100} \cdot 1200 = 6 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = \max \{A_u, A_{CNF}, A_{min}\} = \max \{6.258 \text{ cm}^2 ; 1.304 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2\} = 6.26 \text{ cm}^2$. On prend **6T14**

➤ **Ferraillage transversal :**

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Conformément au **CBA 93 (art A.5.1.3)**, la contrainte tangente maximale d'une poutre, dans le cas d'armatures transversales droites, doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{u \max} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{145.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 1.35 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}.$$

❖ **Détermination des espacements :**

L'espacement **S_t** entre deux cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

➤ **Les recommandations de BAEL91 :**

$$S_t \leq S_{t \max} \leq (0.9d = 32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}.$$

➤ **Les recommandations de RPA2003 (Art 7.5.2.2) :**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l \min} \right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}.$$

Pour permettre une bonne mise en place du béton (passage de vibreur) : $S_t \geq 7 \text{ cm}$.

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et de **20cm** en zone courante.

❖ *Choix des armatures :*

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

Selon **CBA 93 (art A.6.4.2)** :

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

$$\phi_t \leq \min(14\ mm, 11.43\ mm, 30\ mm) = 11.43\ mm.$$

On prend des armatures transversales de diamètre $\phi_t = 8\ mm$.

Avec :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = \begin{cases} \text{Zone nodale} = 0.9\ cm^2. \\ \text{Zone courante} = 1.8\ cm^2. \end{cases}$$

Ce qui donne pour un cadre et un étrier $A_t = 4T8 = 2.01\ cm^2$.

➤ *Schéma de ferrailage*

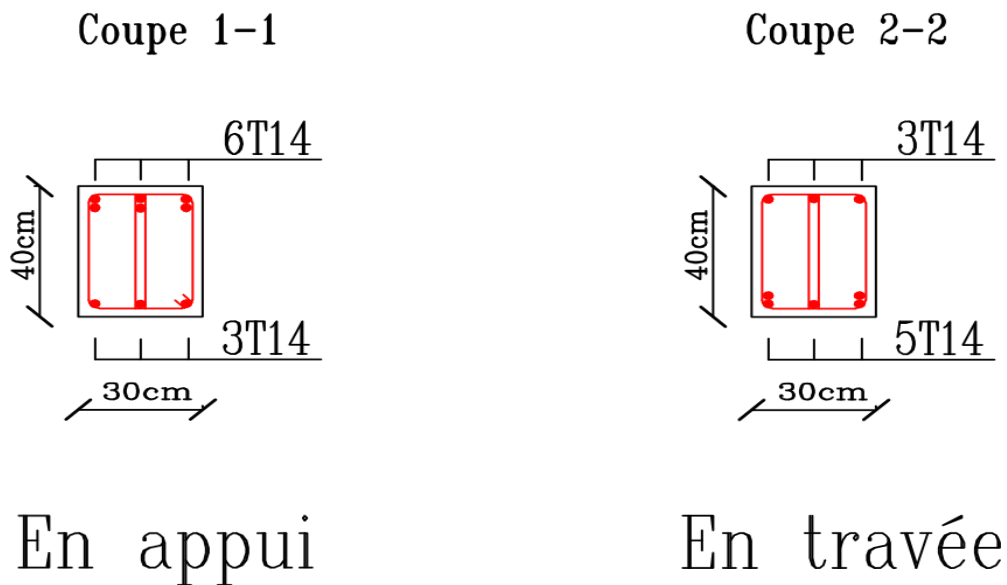


Figure VI.2: Schéma du ferrailage des poutres.

❖ *Poutres secondaires*➤ *Ferraillage longitudinal :*

- *En travée : $M_u = 37.87 \text{ KN.m}$*

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{37.87 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.069 < 0,186$$

$$\text{Donc : Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.372$$

$$\mu_{lu} = 0.289 > \mu_{bu} = 0.107 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.089$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.347 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{37.87 \times 10^{-3}}{0.347 \times 347.83} \times 10^4 = 3.137 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.304 \text{ cm}^2$$

Section minimale A_{min} :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} b \cdot h = \frac{0.5}{100} \cdot 1200 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max \{A_u, A_{CNF}, A_{min}\} = \max \{3.137 \text{ cm}^2 ; 1.304 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2\} = 5.177 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{6T14}$$

- *Sur appuis : $M_u = - 52.01 \text{ KN.m}$*

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{52.01 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.094 < 0,186$$

Donc : Pivot A $\Rightarrow \varepsilon_s = 10^0/00 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$.

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.35$$

$$\mu_{lu} = 0.282 > \mu_{bu} = 0.131 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.123$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.342 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{52.01 \times 10^{-3}}{0.342 \times 347.83} \times 10^4 = 4.372 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.304 \text{ cm}^2$$

Section minimale A_{min} :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} b \cdot h = \frac{0.5}{100} \cdot 1200 = 6 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = \max \{A_u, A_{CNF}, A_{min}\} = \max \{4.372 \text{ cm}^2 ; 1.304 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2\} = 6.26 \text{ cm}^2$. On prend **6T14**

➤ **Ferraillage transversal :**

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Conformément au **CBA 93 (art A.5.1.3)**, la contrainte tangente maximale d'une poutre, dans le cas d'armatures transversales droites, doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{u \max} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{145.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 1.35 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

❖ *Détermination des espacements :*

L'espacement S_t entre deux cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

➤ *Les recommandations de BAEL91 :*

$$S_t \leq S_{t \max} \leq (0.9d = 32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}.$$

➤ *Les recommandations de RPA2003 (Art 7.5.2.2) :*

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l \min}\right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}.$

Pour permettre une bonne mise en place du béton (passage de vibreur) : $S_t \geq 7 \text{ cm}.$

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et de **20cm** en zone courante.

❖ *Choix des armatures :*

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

Selon **CBA 93 (art A.6.4.2) :**

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

$$\phi_t \leq \min(14 \text{ mm}, 11.43 \text{ mm}, 30 \text{ mm}) = 11.43 \text{ mm}.$$

On prend des armatures transversales de diamètre $\phi_t = 8 \text{ mm}.$

Avec :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = \begin{cases} \text{Zone nodale} = 0.9 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante} = 1.8 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Ce qui donne pour un cadre et un étrier $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

VI.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, les poteaux sont soumis à un effort normal N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

Cependant l'article **B-8-1-0** du **CBA93** préconise de considérer une sollicitation en compression centrée, pour les éléments dont l'excentricité due à l'effort normal et au moment fléchissant est de l'ordre de la moitié du noyau central, soit : $e \leq \frac{h}{6}$

Les poteaux étant à l'intérieur du bâtiment, ils ne sont donc pas exposés à des environnements agressifs, nous considérerons la fissuration comme peu préjudiciable.

Le ferrailage sera effectué uniquement sous le couple (N_{max}, M_{cor}).

➤ **Ferrailage longitudinal :**

Selon l'article **7.4.2.1** du **RPA99 (version 2003)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

Le pourcentage minimal est de : $A_s = 0.8 \% b \times h$ (zone II).

Le pourcentage maximal est de

$$\begin{cases} A_s = 3 \% b \times h \text{ (zone courante).} \\ A_s = 6 \% b \times h \text{ (zone de recouvrement).} \end{cases}$$

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .

La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

➤ **Compression centrée :**

▪ **Vérification au flambement :**

Pas de flambement si : $\lambda \leq 50$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{a}$$

$$l_f = 0.7 l_0$$

▪ **Calcul de la section d'acier :**

$$A_s \geq \left[\frac{N_U}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{RPA} = 0.8 \% b \times h$$

$$A_{min} = \text{Max} (4U ; 0.2 \times B/100)$$

Lors du prédimensionnement, nous avons estimé que les dimensions des poteaux seraient de 45×45 cm, mais après la modélisation, nous avons opté pour des poteaux de 50×50 cm afin de garantir la stabilité de la structure.

Tableau VI.1 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

N_u (MN)	M_{corr} (KN.m)	e (m)	Nature	a (m)	he (m)	λ	α	A_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferr
-3220.3	-132.56	0.04	C.C	0.5	3.23	22.38	0.81	< 0	20	8.45	4T20+8T16

➤ **Ferrailage transversal :**

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux :**

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u \max}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{84.28 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.9 \times 0.5} = 0.374 \leq 3.33 \text{ Mpa}$$

❖ *Espacement :*

Selon *C.B.A 93 (art 5.1.2.3)*, Nous calculons l'espacement avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}) \times \gamma_s \times b_0}{0.9 \times (\cos \alpha + \sin \alpha) \times f_e}$$

L'espacement doit vérifier les conditions suivantes :

$$S_{t \max} \leq (0.9d = 40.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40.0 \text{ cm}$$

Selon l'Art 7.4.2.2 de *RPA99 (version2003)* :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h₁ : est la hauteur totale de la section brute.

f_e : la contrainte limite élastique des aciers transversaux.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) > 5 \\ 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) < 5 \end{cases}$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales, elle doit vérifier les conditions suivantes :

En zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t \leq \min\left(10\phi_{l \min}; \frac{h_1}{2}; \frac{b_1}{2}\right) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$

Tableau VI.2 : Ferrailage transversale des poteaux.

<i>S_t</i> (cm)	<i>A_t</i> (cm ²)	<i>A_{t min}</i> (cm ²)	<i>A_{adopté}</i> (cm ²)	<i>Ferrailage</i>
14	0.726	2.27	2.27	6T8

➤ Schéma de ferrailage

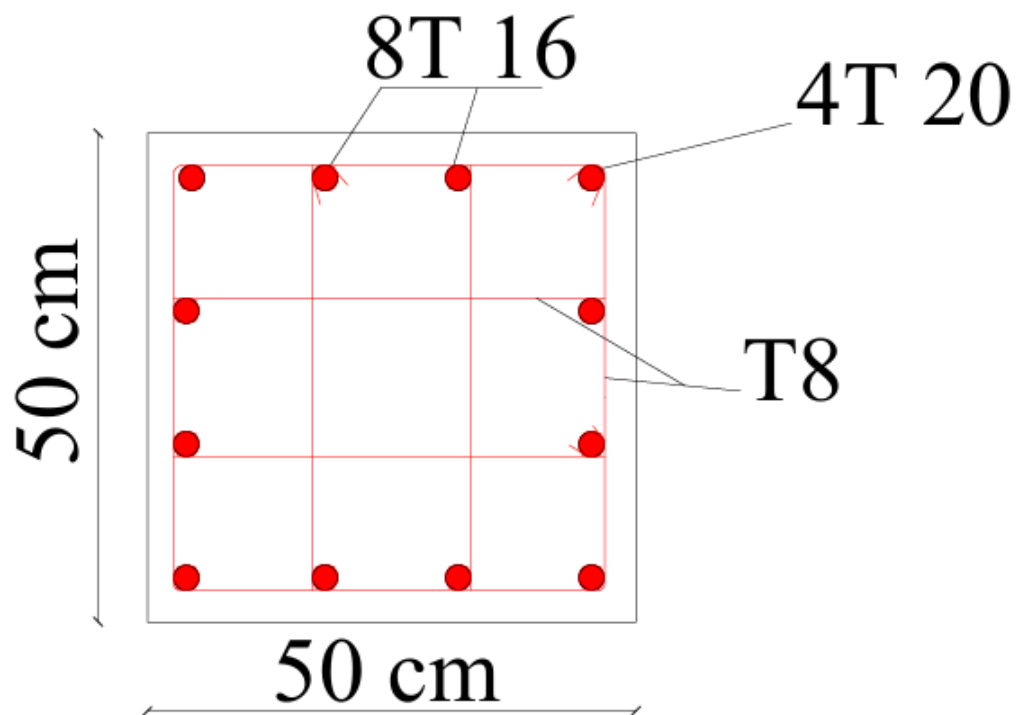


Figure VI.3: Schéma du ferrailage des poteaux.

VI.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (G) et (Q), ainsi qu'à des forces horizontales (E) dues au séisme.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferrailage des voiles se fera avec une fissuration peu nuisible calculée à partir des combinaisons d'action dues aux charges verticales et horizontales.

Dans notre structure, on distingue deux types de voile :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique

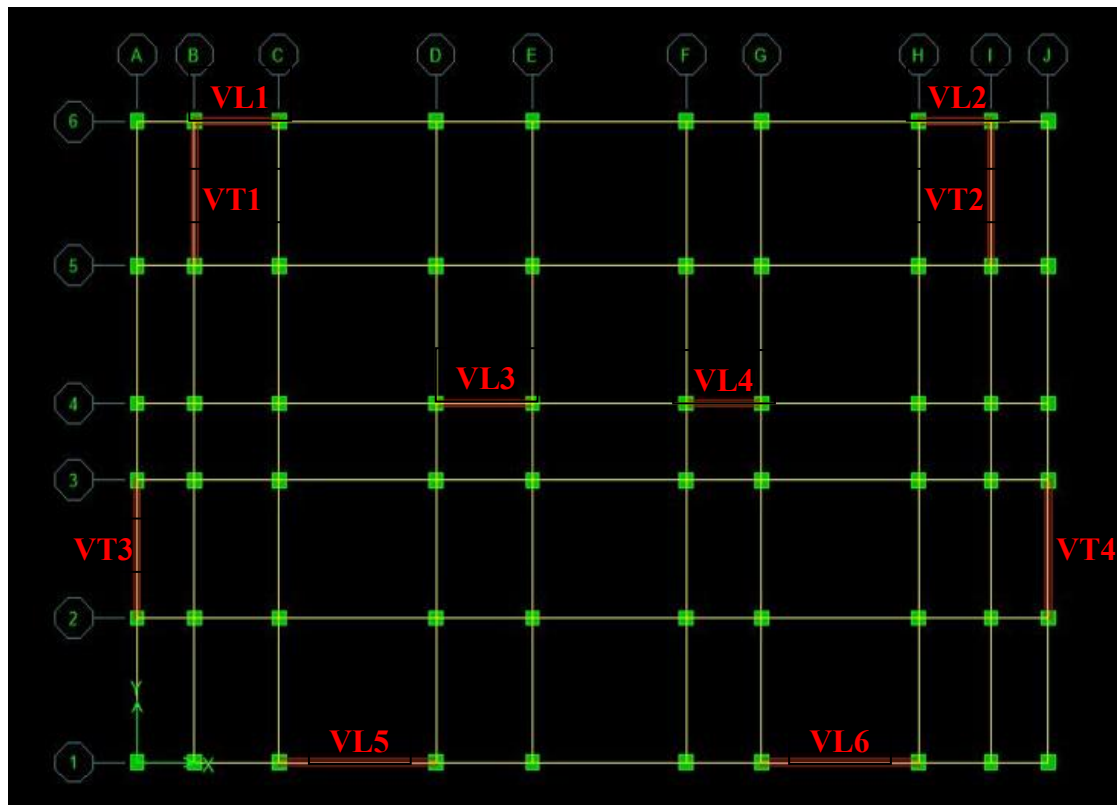


Figure VI.4: Disposition des voiles.

Ils seront calculés en flexion composée (en SA) et en compression centrée (en SDT) et nécessiteront une disposition du ferrailage suivante :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour le calcul de ferrailage on distingue 3 cas :

$$\begin{aligned}
 \text{1}^{\text{er}} \text{ Cas} : & \begin{cases} N_{max} \\ M_{corespondant} \end{cases} & \text{2}^{\text{eme}} \text{ Cas} : & \begin{cases} N_{min} \\ M_{corespondant} \end{cases} \\
 \text{3}^{\text{eme}} \text{ Cas} : & \begin{cases} M_{max} \\ N_{corespondant} \end{cases}
 \end{aligned}$$

On se base dans nos calculs sur les règles du BAEL 91 et les recommandations du RPA99/Ver2003. Le ferrailage sera fait en fissuration peu nuisible.

La section en flexion composée peut être :

- Partiellement comprimée « SPC ».
- Entièrement comprimée « SEC ».
- Entièrement tendue « SET ».

VI.4.1. Règlements :

➤ *Aciers verticaux :*

Article 7.7.4.1 du RPA99 (Version2003)

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (trumeau). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

➤ **Aciers transversaux :**

Article 7.7.4.2 du RPA99 (Version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être armées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.4.2. Cheminement de calcul :

➤ **Aciers verticaux :**

- **Compression centrée (SDT)**

Le calcul en compression centrée s'effectue de la manière suivante :

Combinaison d'action : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

Vérification au flambement :

$$\gamma_b = 1.5; \quad \gamma_s = 1.15; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \quad \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{e} \sqrt{12}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7 h_e$

e : Le plus petit côté.

$$\text{Pour : } \lambda < 50 \text{ (Pas de flambement)} \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

Calcul de la section d'armatures :

La section d'armatures répartie sur la totalité de la section est donnée par la formule :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec : $B_r = (h - 0,02) \times (e - 0,02)$.

Armatures minimales :

$$A_{min} = \max\left(\frac{0.2B}{100}; 4U\right)$$

Avec : $U = (b_0 + h) \times 2$ & $B = b_0 \times h$

Armatures maximales :

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

On vérifie que : $A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$

- **Flexion composée (SA)**

Combinaison d'action :

On a les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} N_G + N_Q \pm N_E & \{ M_G + M_Q \pm M_E \\ 0.8N_G \pm N_E & \{ 0.8M_G \pm M_E \end{cases}$$

Une vérification au flambement sera faite puisque l'effort normal est un effort de compression ($N > 0$) :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20}{h} \times e_1\right)$$

Avec :

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} \quad \& \quad e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right)$$

On calcule l'excentricité e_2 pour tenir compte du flambement :

$$e_2 = \left(\frac{6l_f^2}{10^4 \times h}\right) \times (1 + \alpha)$$

On calcule les valeurs de M_u^* et M_u/a qui sont données par les deux formules suivantes :

$$M_u^* = N_u(e_1 + e_2)$$

$$M_{u/A} = M_u^* + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{ou } d = 0.9h$$

Détermination des sollicitations :

On fait les calculs pour les cas suivants :

$$\begin{cases} N_{min}; M_{corr} \\ N_{max}; M_{corr} \end{cases}$$

Détermination de la nature de la section :

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pourcentage minimum d'armatures :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles pleins est donné par le **RPA99/ ver 2003 (art 7.7.4.3)** et le **BAEL91** comme suit :

- Section totale d'armatures verticales de la zone tendue : $A_t \geq 0.20\% b \times h_t$
- Globalement dans la section du voile : $A_g \geq 0.15\% b \times h$
- En zone courante : $A_c \geq 0.10\% b \times h$
- Condition de non fragilité : $A_{CNF} = 0.23 \times b_0 \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Contrainte limite de cisaillement :

Selon l'article **A.5.1.3** du **BAEL91** :

$$\tau_u = \max(\tau_x; \tau_y)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

Selon l'article **7.7.2** du **RPA99/ Ver 2003** :

$$\tau_u = 1.4 \times \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

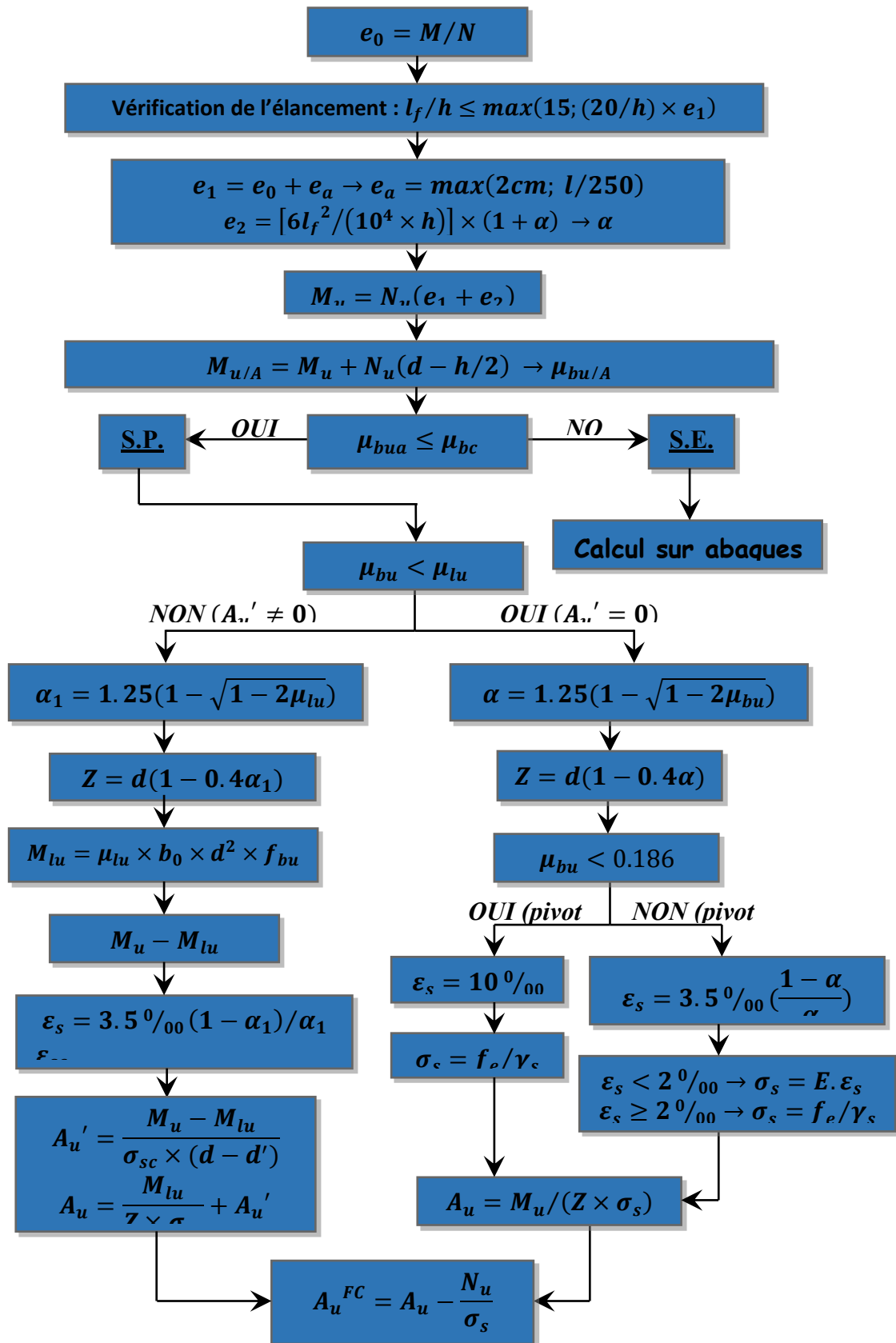


Figure VI.5: Organigramme de calcul en flexion composée.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

La détermination des armatures transversale reprenant l'effort tranchant doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3k f_{t28})}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \beta)}$$

K = 1 (pas de reprise de bétonnage).

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3 : Ferrailage des voiles VT1/VT2.

VT1/VT2									
N (KN)	M(KN.m)	Nature	A _S (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _g (cm ²)	A _c (cm ²)	A _t (cm ²)	A (cm ²)	Ferr
1469,23	332,05	SEC	<0	16.20	22.50	15	0,000	50	2(18HA14)
1080,35	7696,10	SPC	22,356				27,774		
806,86	7619,68	SPC	25,543				27,938		

Tableau VI.4 : Ferrailage des voiles VT3/VT4.

VT3/VT4									
N (KN)	M(KN.m)	Nature	A _S (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _g (cm ²)	A _c (cm ²)	A _t (cm ²)	A (cm ²)	Ferr
2793,89	220,30	SEC	<0	15.66	21.75	14.5	0,000	48.4	2(18HA14)
2043,27	10705,40	SPC	27,344				25,463		
1445,39	10652,19	SPC	34,535				25,813		

Tableau VI.5 : Ferrailage des voiles VL3/VL4.

VL3/VL4									
N (KN)	M(KN.m)	Nature	A _S (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _g (cm ²)	A _c (cm ²)	A _t (cm ²)	A (cm ²)	Ferr
1336,23	286,42	SEC	<0	11.07	15.375	10.25	0,000	34.80	2(18HA14)
984,73	2788,41	SPC	6,287				19,106		
751,23	2723,11	SPC	8,868				19,253		

Tableau VI.6 : Ferrailage des voiles VL5/VL6.

VL5/VL6									
$N (KN)$	$M(KN.m)$	Nature	$A_S(cm^2)$	$A_{cnf}(cm^2)$	$A_g(cm^2)$	$A_c(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A (cm^2)$	Ferr
2465,21	513,46	SEC	<0	11.07	15.375	10.25	0,000	56.43	56T14 e=20cm
1816,82	8828,78	SPC	42,37				16,541		
1386,76	8710,24	SPC	46,37				16,845		

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.

VOILE	BAEL			RPA		
	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Observation	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Observation
VT1/VT2	2,407	3.33	Vérifiée	1,719	5.00	Vérifiée
VT3/VT4	2,305	3.33	Vérifiée	1,646	5.00	Vérifiée
VL3/VL4	2,186	3.33	Vérifiée	1,249	5.00	Vérifiée
VL5/VL5	3,552	3.33	Vérifiée	2,537	5.00	Vérifiée

➤ Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec un moment M et effort tranchant T)

• Vérification au cisaillement :

D'après l'art7.7.2 du RPA99V2003, la contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{1.4 \cdot V_u \text{ calcul}}{b_0 \cdot d}$$

b_0 : Épaisseur du linteau.

d : Hauteur utile égal à $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

l :Portée du linteau.

➤ **Calcul du ferrailage :**

a) **Premier Cas :** $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

➤ **Aciers longitudinaux :**

Les Aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z = h - 2d'$

Où :

h : Hauteur totale de la section brute.

d' : Distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4V_{calcul}$)

➤ **Aciers transversaux :**

- **Premier sous-cas :** linteaux long ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a: $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$

Où :

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$z = h - 2d'$

V : Effort tranchant de la section considérée ($V = 1,4 V_{calcul}$).

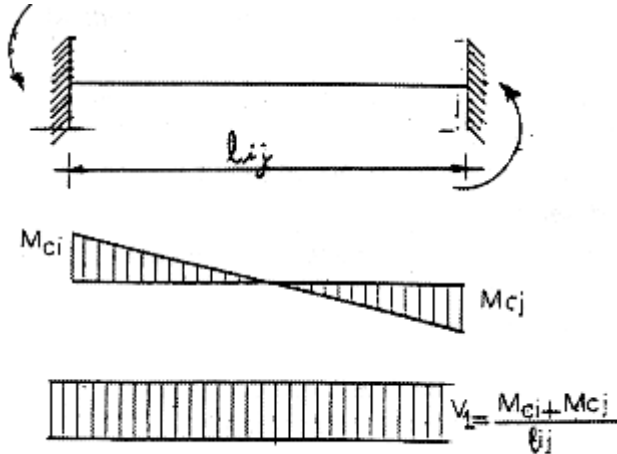
l : Portée du linteau.

- Deuxième sous-cas : linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min (V_1 ; V_2) \min \left(\frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} ; 2V_{calcul} \right)$$



- a) Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec : $tg \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V_{calcul}$

➤ **Ferrailage minimal :**

Armatures longitudinales :

$$(A_l ; A_l') \geq 0.15\% b \cdot h$$

Armatures transversales :

- Pour $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} : A_t \geq 0.15\% b \cdot s$
- Pour $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} : A_t \geq 0.25\% b \cdot s$

Aciers en sections courante (armatures de peau) :

$$A_c \geq 0.20\% b \cdot h$$

Aciers diagonaux :

$$\begin{cases} A_D \geq 0.15\% b \cdot h & \text{si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{cases}$$

➤ **Application au Linteau du voile VL1/VL2 :**

$$V_u = 74.50 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Données : $h = 1.4 \text{ m}$; $d = 1.26$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $b_0 = 0.20 \text{ m}$

a) Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot V_u \text{ calcul}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot (74.50 \cdot 10^{-2})}{0.2 \cdot 1.26} = 4.138 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Verifiée.}$$

b) Calcul du ferrailage :

$$\tau_b = 4.138 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

- **Armatures diagonales (A_D) :**

$$A_D \geq \frac{V}{2f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{1.4 - (2 \cdot 0.14)}{1.24}$$

$$\alpha = 42.08^\circ$$

$$A_D \geq \frac{74.50 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 400 \cdot \sin 42.08^\circ} = 13.9 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on adopte 4T25.

- **Armatures longitudinale (A_l) :**

$$A_l \geq \frac{1.5}{1000} b_0 h = 4.2 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on adopte 4T12.

- **Armatures transversales (A_t) :**

$$\tau_u > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.0025 b_0 S$$

\Rightarrow On prend : $A_t = 2T8$

$$S \leq \frac{A_t}{0.0025 \cdot b_0}$$

$$S \leq \frac{1 \cdot 10^{-4}}{0.0025 \cdot b_0} = 0.2 \text{ m}$$

\Rightarrow On prend : $S = 20 \text{ cm}$

- **Armatures peau (A_c):**

$$A_c \geq 0.002 bh$$

$$A_c \geq 0.002 \cdot 0,2 \cdot 1,4 = 5.6 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on adopte 6T12 avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les structures de bâtiment quelles que soient leurs formes sont composées de :

- La superstructure.
- L'infrastructure correspondant aux ouvrages enterrés (Voiles, poteaux, fondations).

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2. Calcul des fondations :

➤ Définition de la fondation :

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol.

On peut retrouver deux principaux types de fondation qui sont :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.

• Les fondations profondes :

Quand le sol de bonne qualité se trouve à une très grande profondeur, il faut chercher à transmettre les charges des fondations au-dessus de ce sol. Les fondations profondes (pieux et puits) serviront d'intermédiaire pour la transmission des charges jusqu'au bon sol.

- **Les fondations superficielles :**

La fondation superficielle, aussi appelée fondation directe, transmet directement les efforts sur les couches proches de la surface. Elle est utilisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante. C'est le type de fondation le plus courant pour les habitations.

Les différents types de fondation superficielle sont :

- ✓ Les semelles filantes.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les radiers.

➤ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Type de construction
- ✓ Caractéristique du sol.
- ✓ Stabilité totale du bâtiment.
- ✓ Charge apportée par la structure.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ Solution économique et facilité de réalisation.

VII.3. Contrainte admissible du sol :

La Contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique du sol γh
- ✓ Angle de frottement effectif ϕ
- ✓ Cohésion effective C

Pour notre projet, sol $\sigma_{sol} = 2.0$ bars

La profondeur de la fondation doit être supérieure à $H/10$

Avec : H : hauteur totale du bâtiment $H = 28.90$ m $\Rightarrow 28.90/10 = 2.89$ m

Dans notre projet, les charges revenant à la fondation sont très importantes et la hauteur du bâtiment est importante, donc il y a risque de renversement alors il faudra utiliser un radier général.

VII.4. Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

VII.4.1. Prédimensionnement du radier :**A. Détermination de la hauteur de radier :**

La dalle du radier doit vérifier les conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire : Selon article (6.4.1.2) de CBA93.**

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{6}$$

L_{max} : Distance entre axes des poteaux parallèlement aux nervures est égale à = 5.2m.

D'où : $0.57 \text{ m} \leq h_r \leq 0.87 \text{ m}$.

- **Condition de résistance au cisaillement :**

Le CBA 93 (Art .5.2.2) stipule qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_{Umax}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Avec : $b_0 = 1\text{m}$. et $d = 0.9 h_r$.

L'effort tranchant maximal est donné sur appui pour le panneau le plus grand supposé appuyé sur quatre côtés et donné par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{UX} = \frac{P}{2 L_Y + L_X} \\ V_{UY} = \frac{P}{3 L_Y} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_X = 5.2 \text{ m}$. et $L_Y = 4.5 \text{ m}$.

$P = Q_{adm} \times L_X \times L_Y$

$Q_{adm} = 1.5 \times \bar{\sigma}_{sol}$

On aura :

$P = 1.5 \times 0.2 \times 5.2 \times 4.5 = 7.02 \text{ MN}$.

$$\begin{cases} V_{UX} = \frac{7.02}{(2 \times 4.5) + 5.2} = 0.494 \text{ MN/ml.} \\ V_{UY} = \frac{7.02}{(3 \times 4.5)} = 0.520 \text{ MN/ml.} \end{cases}$$

Donc :

$$\frac{V_{Umax}}{b_0 \times 0.9 \times h_r} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow h_r \geq \frac{V_{Umax}}{0.9 \times b_0 \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow h_r \geq \frac{0.520}{0.9 \times 1 \times 1.4} \Rightarrow h_r \geq 0.412 \text{ m.}$$

➤ **Conclusion**

La hauteur du radier qui satisfait toutes les conditions : $h_r = 0.60 \text{ m}$.

B. Détermination du débord :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow L_{\text{débord}} = 30 \text{ cm.}$$

C. Caractéristiques géométriques de radier :

➤ **La surface :**

La surface du radier est donnée par :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 629.35 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{débord}} = (30.70 + 20.50) \times 0.3 \times 2 = 30.72 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = 660.07 \text{ m}^2.$$

➤ **Calcul des moments d'inerties du radier :**

$$I_X = \frac{L_X \times L_Y^3}{12} = \frac{30.70 \times 20.50^3}{12} = 22040.36 \text{ m}^4.$$

$$I_Y = \frac{L_Y \times L_X^3}{12} = \frac{20.50 \times 30.70^3}{12} = 49429.67 \text{ m}^4.$$

➤ **Centre de gravité du radier :**

$$X_{Gr} = 15.35 \text{ m.}$$

$$Y_{Gr} = 10.25 \text{ m.}$$

➤ **Centre de masse de la superstructure :**

$$X_{Gs} = 14.98 \text{ m.}$$

$$Y_{Gs} = 10.01 \text{ m.}$$

➤ **Excentricité du radier (par rapport à la structure) :**

$$e_X = |X_{Gs} - X_{Gr}| = |15.35 - 14.98| = 0.37 \text{ m.}$$

$$e_Y = |Y_{Gs} - Y_{Gr}| = |10.01 - 10.01| = 0.24 \text{ m.}$$

D. Sollicitations extérieures :

Les sollicitations extérieures sont dues essentiellement aux actions qui agissent sur la superstructure et sur l'infrastructure, ces actions sont constituées par les charges permanentes (G), les charges exploitations (Q) et les actions sismiques (E).

Les efforts transmis par la superstructure aux fondations sont déterminés globalement à partir des charges verticales (G et Q) de chaque plancher et des forces horizontales sismiques de chaque niveau.

1- Détermination des charges et surcharges :

➤ **Superstructure :**

$$\begin{cases} G = 5483.41 \text{ t} \\ Q = 990.105 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Masse du voile périphérique :**

Ayant une épaisseur de 20 cm le long de la périphérie de la structure d'une valeur de $L = 102.4$ m, sur une hauteur de $h = 2.83$ m.

$$G_{v.pér} = 2.5 \times e \times L \times h = 2.5 \times 0.20 \times 102.4 \times 2.83 = 144.89 \text{ t.}$$

➤ **Masse du radier :**

$$G_r = S_r \times h_r \times \gamma_{BA} = 660.07 \times 0.6 \times 2.5 = 990.405 \text{ t.}$$

Donc nous déduisons :

$$\begin{cases} G_{TOT} = 6618.705 \text{ t.} \\ Q_{TOT} = 990.105 \text{ t.} \end{cases}$$

2- Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

σ_{max} et σ_{min} sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle.

Les valeurs des contraintes sous l'effet des charges verticales sont données par la formule :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} V_y + \frac{M_y}{I_y} V_x$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} V_y - \frac{M_y}{I_y} V_x$$

Pour les semelles soumises à des moments dans deux directions perpendiculaires simultanément (flexion bi axiale), on aura une répartition complexe des contraintes sur le sol suivant les valeurs des deux excentricités (e_x , e_y).

On obtient une surface de contact avec le sol qui a l'allure de la figure ci-après.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux dus aux charges verticales.
- ✓ Moments d'excentricités dus aux charges verticales.
- ✓ Moments de renversement dus au séisme.

➤ *Efforts normaux :***ELU :**✓ **SDT :**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 10420.41 \text{ t.}$$

✓ **SA :**

$$N_u = N_G + N_Q \pm N_e = 7573.515 \text{ t.}$$

$$N_u = 0.8 N_G \pm N_e = 6394.964 \text{ t.}$$

ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 6473.515 \text{ t.}$$

➤ *Moments d'excentricité :***ELU :**✓ **SDT :**

$$M_{ux} = N_u \times e_x = 3855.552 \text{ t.m}$$

$$M_{uy} = N_u \times e_y = 2500.898 \text{ t.m}$$

✓ **SA :**

$$M_{ux} = N_u \times e_x = 2802.201 \text{ t.m}$$

$$M_{uy} = N_u \times e_y = 1817.643 \text{ t.m}$$

ELS :

$$M_{sx} = N_s \times e_x = 2395.201 \text{ t.m}$$

$$M_{sy} = N_s \times e_y = 1553.643 \text{ t.m}$$

➤ *Vérification des contraintes :*

Les contraintes obtenues devront vérifier dans les deux directions les conditions suivantes :

On a :

$$\begin{cases} V_X = \frac{L_X}{2} = 15.35 \text{ m.} \\ V_Y = \frac{L_Y}{2} = 10.25 \text{ m.} \end{cases}$$

ELU :✓ **Sens longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} SDT : \sigma_u = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_{ux}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{uy}}{I_x} V_y \\ SA : \sigma_u = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_{ux}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{uy}}{I_x} V_y \pm \frac{M_{EL}}{I_y} V_x \end{array} \right.$$

$$SDT \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 22.98 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{min} = 16.95 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = 21.47 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < \overline{\sigma sol}_u = 20 * 1.5 = 30 \text{ t/m}^2$$

$$SA \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 22.31 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{min} = 6.96 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = 18.47 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < \overline{\sigma sol}_u = 20 * 1.5 = 30 \text{ t/m}^2$$

✓ **Sens transversal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} SDT : \sigma_u = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_{ux}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{uy}}{I_x} V_y \\ SA : \sigma_u = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_{ux}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{uy}}{I_x} V_y \pm \frac{M_{ET}}{I_x} V_y \end{array} \right.$$

$$SDT \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 22.98 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{min} = 16.95 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = 21.47 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma sol}_u = 20 - 1.5 = 30 \text{ t/m}^2$$

$$SA \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 21.71 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{min} = 7.56 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = 18.17 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < \overline{\sigma sol}_u = 20 * 1.5 = 30 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_u = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_{sx}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{sy}}{I_x} V_y$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 16.85 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{min} = 12.42 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = 15.74 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma sol}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

VII.5. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les éléments verticaux de la structure, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargées par la contrainte du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le C.B.A 93, le ferrailage sera calculé avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

Les contraintes la plus défavorable sont données par :

ELU :

$$SDT : q_u = \sigma_{moy} \times 1 = 21.47 \text{ t/m.}$$

$$SA : q_u = \sigma_{moy} \times 1 = 18.17 \text{ t/m.}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_{moy} \times 1 = 15.74 \text{ t/m}^2.$$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$.

On utilise les tables du C.B.A 93 pour déterminer les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport ρ et du coefficient de poisson du matériau.

Pour prendre en compte la continuité des dalles le C.B.A 93 propose les formules suivantes :

$$M_{Appui} \begin{cases} M_{Appui\ intermédiaire} = 0,5 M_0 \\ M_{Appui\ de\ rive} = 0,3 M_0 \end{cases}$$

$$M_{Travée} \begin{cases} M_{Dalle\ intermédiaire} = 0,75 M_0 \\ M_{Dalle\ de\ rive} = 0,85 M_0 \end{cases}$$

On considère le panneau défavorable suivant :

$$L_x = 4.50\text{m}, L_y = 5.20 \text{ m}$$

Tableau VII.1 : Les moments développés au centre des panneaux à l'ELU.

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	$\mu(x)$	$\mu(y)$	SDT		SA	
						M_{0X}	M_{0Y}	M_{0X}	M_{0Y}
	4.5	5.2	0.865	0.041	0.888	0.178	0.045	0.151	0.038

Tableau VI.2 : Les moments développés au centre des panneaux à l'ELS.

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	$\mu(x)$	$\mu(y)$	ELS	
						M_{0X}	M_{0Y}
	4.5	5.2	0.865	0.041	0.888	0.131	0.033

Le ferrailage est calculé en flexion simple, en FP pour une bande de 1m.

ELU :

$$SDT : f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14.17 \text{ MPa.} \quad \sigma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$SA : f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = 18.48.17 \text{ MPa.} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **Pourcentage minimal d'aciers :**

Le calcul des sections minimales dépend de la nuance d'acier, Les armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suit :

$$\begin{cases} A_{x \min} = 0,08 \% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h \\ A_{y \min} = 0,08 \% \times b \times h \end{cases} \quad \text{avec } \mathbf{b = 1m.}$$

Elle doit satisfaire aussi la condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Espacement maximal :**

Pour déterminer les espacements maximaux, le CBA 93 (Art.7.2.4.2) propose les formules suivantes :

$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min(3 h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm Armatures dans le sens } l_x \\ S_{ty} \leq \min(4 h_0; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm Armatures dans le sens } l_y \end{cases}$$

➤ *Les données :*

On a les données suivantes :

Tableau VII.3 : Les données pour ferrailer le radier.

h (m)	C (m)	d_x (m)	d_y (m)	b_0 (m)	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
0.6	0.05	0.542	0.526	1	25	2.1

Les résultats du ferrailage obtenus sont représentés dans les tableaux suivants, et ils sont en (Cm²/ml).

Tableau VIII.4 : Ferrailage des panneaux a l'ELU (SDT) sens x-x.

<i>Panneau</i>	M_u (MN.m)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	
	M_g	0,053	2,855	5.123	6.545	8.189
	M_t	0,152	8,189			
	M_d	0,089	4,779			

Tableau VII.5 : Ferrailage des panneaux a l'ELU (SDT) sens x-x.

<i>Panneau</i>	M_u (MN.m)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	
	M_g	0,089	4,127	4.800	7.559	7.559
	M_t	0,038	1,746			
	M_d	0,053	2,468			

➤ *Ferrailage adopté :*

On adopte dans les deux sens :

- ✓ Pour tous les panneaux on adopte **5T16** espacés a 20 cm.

➤ *Schéma de ferrailage :*

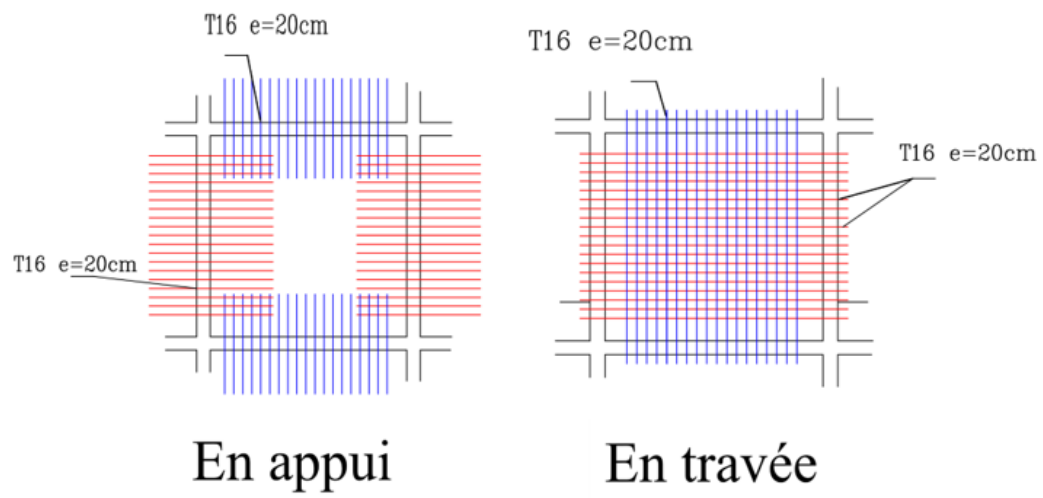


Figure VII.1 : Ferrailage de radier.

VII.6. Calcul des nervures :

Le radier est considéré travaillant comme un plancher renversé qui est sollicité par la réaction du sol, il transmet cette réaction aux nervures.

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilables à des lignes droites) se composent de tronçons :

- Formant un angle de 45° avec les rives du panneau.
- Ou parallèles à son grand côté.

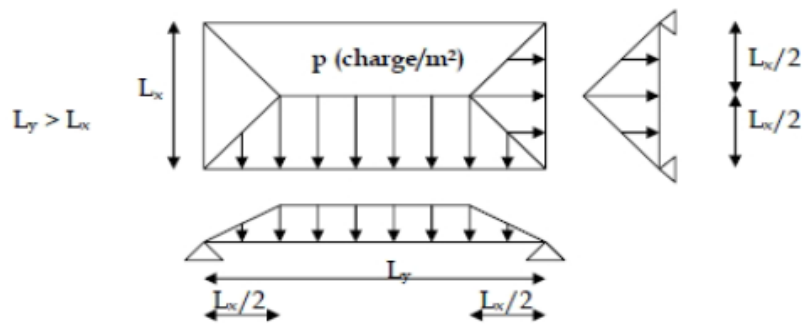


Figure VII.2 : Lignes de ruptures des panneaux.

Les charges réparties sont triangulaires et trapézoïdales donc les charges uniformément réparties équivalant sont données par les formules suivant :

➤ **Pour le calcul du moment fléchissant :**

$$q_{eq} = q \times c \begin{cases} \left[1 - \frac{\rho^2}{3} \right] \times \frac{l_x}{2} & \Rightarrow \text{Pour un trapèze.} \\ \frac{l_x}{3} & \Rightarrow \text{Pour un triangle.} \end{cases}$$

➤ **Pour le calcul de l'effort tranchant :**

$$q_{eq} = q \times c \begin{cases} \left[1 - \frac{\rho}{2} \right] \times \frac{l_x}{2} & \Rightarrow \text{Pour un trapèze.} \\ \frac{l_x}{4} & \Rightarrow \text{Pour un triangle.} \end{cases}$$

1. Dimensionnement de la nervure :

Le dimensionnement des nervures se fera conformément aux prescriptions du BAEL 91 (E, II, 5,2) relatives au dimensionnement des sections.

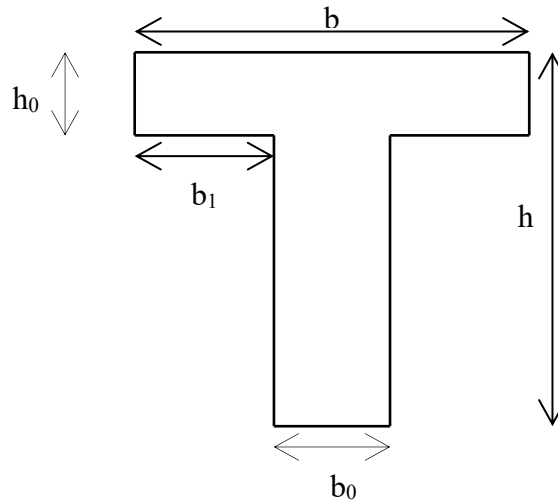


Figure VII.3 : Section de la nervure.

- ✓ h_0 : correspond à l'épaisseur du radier : $h_0 = 60 \text{ cm}$.
- ✓ b_0 : correspond à la plus grande dimension de poteau : $b_0 = 50 \text{ cm}$.
- ✓ b_1 : cette longueur à prendre en compte de chaque côté de la nervure à partir de son parement, est limité par la plus restrictive des conditions suivantes :
 - Le sixième de la distance entre points de moment nul, pour le cas d'une poutre continue cela équivaut à prendre le dixième de la portée.
 - La moitié de l'intervalle existant entre deux parallèles consécutives.

$$b_1 = \min (l_i/10 ; l_i/2) = 45 \text{ cm.}$$

- ✓ b : la largeur totale, elle sera donc : $b = b_0 + 2 b_1 = 1.45 \text{ m}$.
- ✓ h : la hauteur totale de la section, elle sera déterminée par les conditions suivantes :

➤ **Condition de rigidité :**

Pour que les charges soient efficacement reprises par le radier, il faut que ce dernier soit suffisamment rigide par la présence des nervures, ceci nécessite la vérification suivante :

$$\sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.195 \text{ MPa}$.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier $I = b \times h^3 / 12$.

K : coefficient de raideur du sol $K = 40 \text{ MN/m}^3$.

b : largeur du radier $b = 1.45 \text{ m}$.

Donc :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}} = 0.678 \text{ m.}$$

➤ **Condition de résistance au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant maximal doit être inférieure à la limite fixée par le CBA 93 en fissuration jugée préjudiciable (en raison du contact des nervures avec le sol), soit :

$$\tau_{umax} = \frac{V_{umax}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} d = 0,9 h \\ V_{umax} = 1.1501 \text{ MN} \end{cases} \Rightarrow h_n \geq \frac{V_{umax}}{0,9 b_0 \bar{\tau}_u} \Rightarrow h_n \geq 0.929 \text{ m.}$$

➤ **Conclusion :**

On prend une hauteur des nervures $h_n = 1.5 \text{ m}$.

2. Ferrailage des nervures :

Vu que les nervures sont orientées vers le bas ; la table ne participera pas à la reprise du moment fléchissant en travée car il est négatif ; par contre sur appui, le moment est positif et la table se trouve dans la zone comprimée nous aurons alors une section en T.

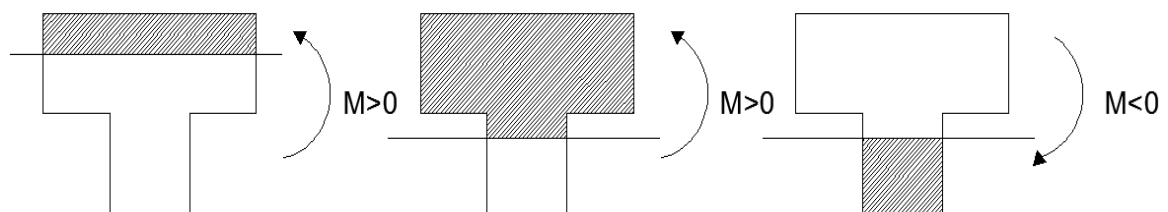


Figure VII.4 : Représentation de la section considérée sous M.

La fissuration étant préjudiciable, le ferrailage se fait à l'ELU et à l'ELS en flexion simple.

A. Ferrailage longitudinal pour le sens X-X :

$$ELU : \begin{cases} M_{travée} = -694.10 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 1227.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_{travée} = -489.70 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 866.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de ferrailage à l'ELU :**

✓ **En travée :**

$M_{u\ tra} = -0.69410 \text{ MN.m} < 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la zone tendue, donc il s'agit d'un calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Avec : $b_0 = 0.55 \text{ m}$ et $h = 1.5 \text{ m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u\ tra}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0.049 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \left(3440 \times \frac{M_u}{M_{ser}} + 49 \times f_{c28} - 3050 \right) = 0.305$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0.063$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.316 \text{ m}$$

$$A_{u\ tra} = \frac{M_{u\ tra}}{Z \times \sigma_s} = 15.16 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appui :**

$M_{u\ app} = 1.2277 \text{ MN.m} > 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la partie comprimée, on détermine la position de l'axe neutre.

$$M_{Tu} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 14.382 \text{ MN.m}$$

$$M_{u\ app} < M_{Tu} \Rightarrow \text{Section } b \times h$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u\ app}}{b d^2 f_{bu}} = 0.0328 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \left(3440 \times \frac{M_u}{M_{ser}} + 49 \times f_{c28} - 3050 \right) = 0.304$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0.0417$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.327 \text{ m}$$

$$A_{u\ app} = \frac{M_{u\ app}}{Z \times \sigma_s} = 26.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de ferrailage à l'ELS :**

✓ **En travée :**

$M_{ser\ tra} = -0.48970\ MN.m < 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la zone tendue, donc il s'agit d'un calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Avec : $b_0 = 0.55\ m$ et $h = 1.5\ m$.

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc}} = 0.033$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.217$$

$$\mu_{ser} < \mu_{rb} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 1.113\ m$$

$$A_{ser\ tra} = \frac{M_{ser\ tra}}{z \times \bar{\sigma}_s} = 21.82\ cm^2$$

✓ **Sur appui :**

$M_{ser\ app} = 0.86655\ MN.m > 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la partie comprimée, on détermine la position de l'axe neutre.

$$M_{T\ ser} = \frac{\bar{\sigma}_s}{30} b h_0^2 \frac{d - (\frac{h_0}{3})}{d - h_0} = 8.203\ MN.m$$

$$M_{ser\ app} < M_{T\ ser} \Rightarrow \text{Section } b \times h$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = 0.022$$

$$\mu_{ser} < \mu_{rb} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 1.113\ m$$

$$A_{ser\ app} = \frac{M_{ser\ app}}{z \times \bar{\sigma}_s} = 38.61\ cm^2$$

B. Ferrailage longitudinal pour le sens Y-Y :

$$\begin{array}{l}
 ELU : \begin{cases} M_{travée} = -849.53 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 1255.16 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 ELS : \begin{cases} M_{travée} = -599.72 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 886.22 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{array}$$

➤ **Calcul de ferrailage à l'ELU :**✓ **En travée :**

$M_{u\ tra} = -0.84953 \text{ MN.m} < 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la zone tendue, donc il s'agit d'un calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Avec : $b_0 = 0.55 \text{ m}$ et $h = 1.5 \text{ m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u\ tra}}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0.060 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \left(3440 \times \frac{M_u}{M_{ser}} + 49 \times f_{c28} - 3050 \right) = 0.304$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0.077$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.308 \text{ m}$$

$$A_{u\ tra} = \frac{M_{u\ tra}}{Z \times \sigma_s} = 18.67 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appui :**

$M_{u\ app} = 1.25516 \text{ MN.m} > 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la partie comprimée, on détermine la position de l'axe neutre.

$$M_{Tu} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 14.382 \text{ MN.m}$$

$$M_{u\ app} < M_{Tu} \Rightarrow \text{Section } b \times h$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u\ app}}{b d^2 f_{bu}} = 0.034 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} \left(3440 \times \frac{M_u}{M_{ser}} + 49 \times f_{c28} - 3050 \right) = 0.305$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0.043$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.327 \text{ m}$$

$$A_{u\ app} = \frac{M_{u\ app}}{Z \times \sigma_s} = 27.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de ferrailage à l'ELS :**

✓ **En travée :**

$M_{ser\ tra} = -0.59972\ MN.m < 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la zone tendue, donc il s'agit d'un calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Avec : $b_0 = 0.55\ m$ et $h = 1.5\ m$.

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc}} = 0.040$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.217$$

$$\mu_{ser} < \mu_{rb} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 1.113\ m$$

$$A_{ser\ tra} = \frac{M_{ser\ tra}}{z \times \bar{\sigma}_s} = 26.72\ cm^2$$

✓ **Sur appui :**

$M_{ser\ app} = 0.88622\ MN.m > 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la partie comprimée, on détermine la position de l'axe neutre.

$$M_{T\ ser} = \frac{\bar{\sigma}_s}{30} b h_0^2 \frac{d - \left(\frac{h_0}{3}\right)}{d - h_0} = 8.203\ MN.m$$

$$M_{ser\ app} < M_{T\ ser} \Rightarrow \text{Section } b \times h$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = 0.022$$

$$\mu_{ser} < \mu_{rb} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 1.113\ m$$

$$A_{ser\ app} = \frac{M_{ser\ app}}{z \times \bar{\sigma}_s} = 39.49\ cm^2$$

Le ferrailage adopté pour les deux sens est :

✓ **En travée :**

$$A_s = A_{ser} = 26.72\ cm^2 \Rightarrow \mathbf{8\ T20 + 2\ T16}$$

✓ **Sur appui :**

$$A_s = A_{ser} = 39.49\ cm^2 \Rightarrow \mathbf{12\ T20 + 2\ T16}$$

C. Ferrailage transversal :**➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement $\tau_{u\max}$ doit vérifier la condition :

$$\tau_{u\max} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{u\max} = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{1.15008}{0.55 \times 0.9} = 2.323 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Donc : $\tau_{u\max} = 2.323 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ (vérifiée)

➤ Calcul des armatures de cisaillement :

Le règlement impose la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min(\phi_{\min}; h/35; b/10) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 28.57; 145)$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Donc on aura : **$A_t = 6 \text{ T10} = 4.71 \text{ cm}^2$** .

➤ Calcul des espacements S_t :

L'espacement de calcul est déduit de l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_{u\max} - 0,3k f_{t28})}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

- Armatures droites : $\alpha = 90^\circ$.
- Pas de reprise de bétonnage : $k = 1$.

$$S_t \leq \frac{0,9 f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_{u\max} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 18.21 \text{ cm.}$$

➤ Prescription de RPA 2003 (Art 7-5-2-2) :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} \text{En zone nodale : } S_{t\max} \leq \min(h/4; 12 \phi_l) = 24 \text{ cm.} \\ \text{En zone courante : } S_{t\max} \leq h/2 = 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} \text{En zone nodale : } 15 \text{ cm.} \\ \text{En zone courante : } 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

VII.7. Calcul des voiles de l'infrastructure :

D'après les règles du RPA99/Version 2003 les ouvrages doivent comporter un voile d'infrastructure continue entre le niveau des fondation (radier) et le niveau de base (RDC).

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,06m pour permettre la réalisation d'un sous-sol.

➤ **Le voile d'infrastructure doit assurer :**

- L'augmentation de la rigidité de la structure.
- L'encastrement de la structure dans le sol.
- La protection contre les eaux agressives.
- La reprise des poussées des terres.
- Mur de soutènement.

➤ **Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :**

- Epaisseur : $e \geq 15$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

1. Pré dimensionnement :

D'après l'article 10-1-2 du RPA2003, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7-7-1 du RPA2003, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du sous-sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.4}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

Donc :

$$a \geq \max (13.3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

➤ **Conclusion :**

On prend $a=20$ cm

2. Détermination des contraintes :

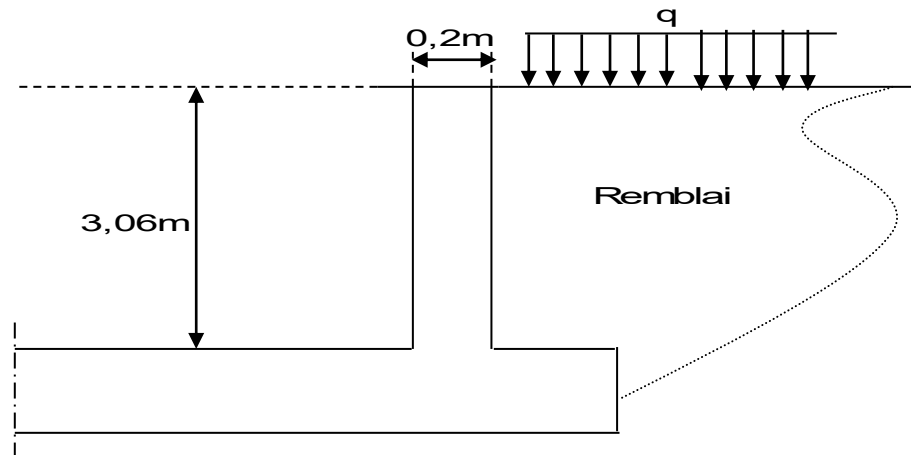


Figure VII.5 : Schéma de voile périphérique.

Le voile est soumis aux contraintes suivantes :

➤ **Poussée due aux terres :**

Une contrainte permanente due à la poussée des terres $\sigma_h(z)$.

$$\sigma_h(z) = K_0 \times \gamma_h \times Z$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale.

Z : Profondeur considérée : $0 \leq Z \leq 3,06$ m.

γ_h : poids volumique humide du sol ($\gamma_h = 22.5$ KN/m³).

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos ($K_0 = 0,5$).

Donc :

$$\sigma_h(z) = 0.5 \times 17 \times Z = \begin{cases} \sigma_h(0) = 0 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_h(3.06) = 34.43 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

➤ **Poussée due aux surcharges :**

$$\sigma_q = K_0 \times q$$

Avec :

q = Contrainte éventuelle d'exploitation ($q = 5$ KN/m²).

$$\sigma_q = 0.5 \times 5 = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Les contraintes totales au quelles est soumis le voile d'infrastructure deviennent alors :

➤ **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(Z) + 1,5 \sigma_q(Z) = \begin{cases} \sigma_u(0) = 3.75 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_u(3.06) = 50.23 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 38.61 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_u = \sigma_h(Z) + \sigma_q(Z) = \begin{cases} \sigma_u(0) = 2.5 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_u(3.06) = 36.93 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.32 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Conclusion :**

Les charges uniformément réparties appliquées sur le voile sont :

$$\text{ELU : } P_u = 38.61 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = 28.32 \text{ KN/m}^2.$$

3. Ferrailage du voile :

Le calcul sera effectué pour le panneau le plus sollicité en adoptant le même principe que celui des dalles. Les voiles sont considérés sollicités en flexion simple avec une fissuration préjudiciable (on prendra une bande de 1 mètre de largeur).

Avec :

- ✓ $L_x = 4.50 \text{ m.}$
- ✓ $L_y = 5.20 \text{ m.}$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times P \times l_x^2 \Rightarrow \text{Dans le sens de la petite portée.} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow \text{Dans le sens de la grande portée.} \end{cases}$$

- ✓ Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le **C.B.A 93**.

Les valeurs obtenues sont représentées dans les tableaux suivants :

➤ **Calcul des moments :**

Tableau VII.6 : Moments isostatiques dans le panneau le plus sollicité.

	$L_X(m)$	$L_Y(m)$	ρ	μ_X	μ_Y	$M_{0X}(MN.m)$	$M_{0Y}(MN.m)$
ELU	4.50	5.20	0.865	0.041	0.888	0.0313	0.0278
ELS				0.041	0.888	0.0229	0.0204

➤ **Distribution des moments :**

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0.75 M_0 \\ \text{Sur appui : } M_a = 0.50 M_0 \end{cases}$$

Tableau VII.7 : Moments de continuité dans le voile périphérique.

	SENS X – X		SENS Y – Y	
	M Appui(MN.m)	M Travée(MN.m)	M Appui(MN.m)	M Travée(MN.m)
ELU	0.0157	0.0209	0.0157	0.0235
ELS	0.0115	0.0153	0.0115	0.0172

➤ **Ferraillage minimal :**

✓ **Selon le RPA99/version2003 (Art. 10.1.2) :**

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml.$$

✓ **Selon le C.B.A 93 :**

Le ferraillage minimal est de :

$$\begin{cases} A_{x \min} = 0.8 \text{ ‰} \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} = 1.642 \text{ cm}^2/ml. \\ A_{y \min} = 0.8 \text{ ‰} \times b \times h = 1.600 \text{ cm}^2/ml. \end{cases}$$

➤ **Ferrailage :**

Supposons des barres de 12 mm de diamètre avec un enrobage de 25 mm.

$$\begin{cases} d_x = h - C - \phi/2 = 0.20 - 0.025 - 0.012/2 = 0.169 \text{ m.} \\ d_y = d_x - \phi = 0.169 - 0.012 = 0.157 \text{ m.} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

✓ **ELU :**

Tableau VII.8 : Ferrailage de voile de l'infrastructure dans les deux sens à l'ELU.

SENS X - X	M(MN.m)	F bu	μ bu	α	Z	A_u(cm²)	A_{BAEL}	A_{RPA}
Appui	0.0157	14.17	0.034	0.043	0.177	2.550	1.642	2.000
Travée	0.0209	14.17	0.046	0.058	0.176	3.414	1.642	
SENS Y - Y	M(MN.m)	F bu	μ bu	α	Z	A_u(cm²)	A_{BAEL}	A_{RPA}
Appui	0.0157	14.17	0.034	0.043	0.177	2.550	1.600	2.000
Travée	0.0209	14.17	0.051	0.065	0.175	3.860	1.600	

✓ **ELS :**

Tableau VII.9 : Ferrailage de voile de l'infrastructure dans les deux sens à l'ELS.

SENS X - X	M(MN.m)	α rb	μ rb	Z	A_S(cm²)	A_{BAEL}	A_{RPA}
Appui	0.0115	0.527	0.217	0.148	3.854	1.642	2.000
Travée	0.0153	0.527	0.217	0.148	5.127	1.642	
SENS Y - Y	M(MN.m)	α rb	μ rb	Z	A_S(cm²)	A_{BAEL}	A_{RPA}
Appui	0.0115	0.527	0.217	0.148	3.854	1.600	2.000
Travée	0.0172	0.527	0.217	0.148	5.764	1.600	

✓ *Ferrailage adopté :*

Tableau VII.10 : Ferrailage de voile périphérique.

		$A_{adopté}(cm^2)$	Ferrailage	St (cm)
SENS X – X	Appui	3.854	5T12	20
	Travée	5.127	5T14	20
SENS Y – Y	Appui	3.854	5T12	20
	Travée	5.764	5T14	20

➤ *Schéma de ferrailage :*

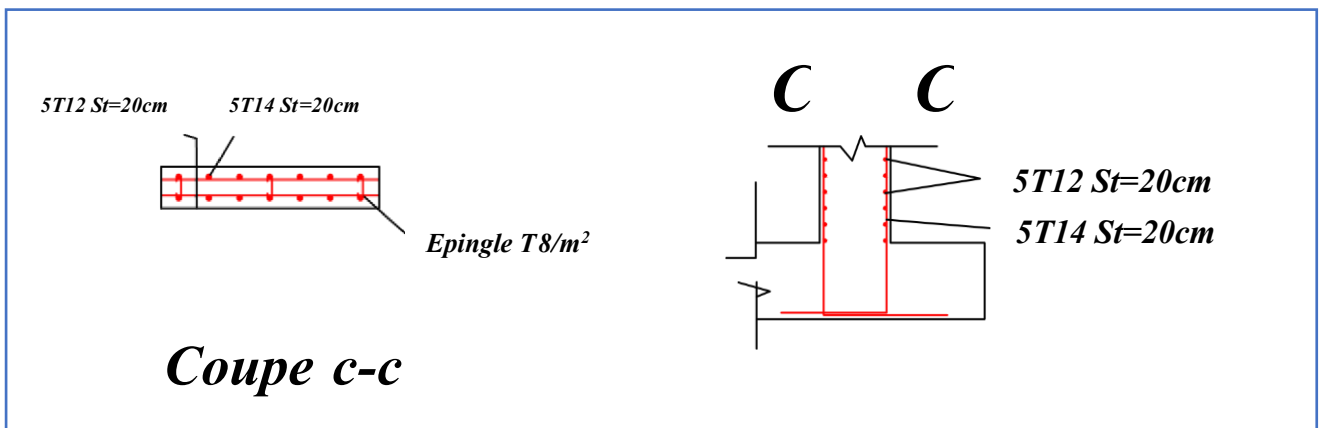


Figure VII.6 : Ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

Cette étude vise son objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment au séisme au moindre coût.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé afin d'avoir conçu un bâtiment rigide au moindre coût.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

❖ Règlements :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».
- Règles parasismiques Algériennes « RPA99 version 2003 ».
- Règles béton armé aux états limites « BAEL99 ».

❖ Cours :

- Cour de matériaux de constructions.
- Cours de dynamique des structures.
- Cours de résistance des matériaux.
- Cours de béton armé.

❖ Livres :

- ALBIGES et Goulet « Théorie et pratique du béton armé aux Etats limites ».

❖ Thèses :

- Thèses des années précédents.

❖ Logiciels et programmes :

- AutoCAD.....Dessin.
- ETABS.....Modélisation.
- Microsoft Excel.....Calcul.
- Microsoft Word.....Traitement du texte.