

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA



Faculté des sciences et des sciences appliquées

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

M. Bouhi Mohamed.

Mme. Nacer khodja Ibtissem.

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

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

« **ETUDE D'UN BATIMENT IRREGULIER (R+9+ENTRE SOL +2 SOUS-SOLS) A USAGE COMMERCIAL ET D'HABITATION, IMPLANTE EN ZONE MOYENNE SISIMICITE. »**

Devant le jury composé de :

- | | | |
|------------------------|-------|------------|
| - Mme.Boumaiza Malika. | UAMOB | Présidente |
| - Mme.Mohamadi Saddika | UAMOB | Promotrice |
| - M .Moussaoui Fahem. | UAMOB | Examineur |

Année universitaire : 2019/2020

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université d'Akli Mohand Oulhadj Bouira.

Tout d'abord, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la force et le courage d'achever cette réalisation.

Au terme de notre formation en général et notre projet de fin d'étude en particulier, nous tenons à remercier, notre promotrice Mme : **Mohamadi** pour son aide et son soutien scientifique et moral.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil de l'université de Bouira.

Nos gratitude à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à toutes les personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire

Dédicace

À mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A ma grand-mère

Qui m'a accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé et de bonheur dans les deux vies.

A mes Sœurs et mon Frère AMINE

Merci pour votre soutien moral, en témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protégé et vous garde.

À mes chers petites nièces HANIN et RIHAB

Aucune dédicace ne saurait exprimer tout l'amour que j'ai pour vous, Votre joie et votre gaieté me comblent de bonheur. Puisse Dieu vous garder,

A toute la famille BOUHI, A mes collègues, a tout la promo 2020, A tous mes amis son exception, à ma chère binôme et A tous ceux qui je porte dans mon cœur.

Bouhi Mohamed

Dédicace

A ma courageuse, aimable, mère ;

Aucune dédicace très chère maman, ne pourrait exprimer la profondeur des sentiments que j'éprouve pour vous, vos sacrifices innombrables et votre dévouement firent pour moi un encouragement. Vous avez guetté mes pas, et m'avez couvé de tendresse, ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Je suis fière et tellement reconnaissante d'être ta fille ma guerrière maman, vous avez très bien joué le rôle de père et de la mère ensemble. Puisse Dieu, tout puissant vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie.

A la mémoire de mon père et mon oncle ;

Papa mon héros qui nous a quitté très tôt, j'aurais tant aimé que vous soyez présent .Tu étais mon premier amour, mon idole. je suis très fière lorsque ils me disent je suis ton portrait craché aussi de l'intérieure que l'extérieure cette personnalité que j'ai pu avoir de toi papa m'a rendu la fille la plus reconnaissante. Merci de m'avoir transmis tout pleines de belles valeurs, et beaucoup d'amour.

Mon oncle chéri. Tu étais toujours mon proche depuis ma naissance, et l'une des plus précieuses sources d'inspirations, de courage et de force après la mort de mon père .Merci de tout mon cœur pour ces choses qui mon fait de toi un aimant oncle. Que Dieu, vous accueille dans son éternel paradis, je ne vous oublierez jamais.

A Mes chères Sœurs AHLEM, YASSMINE et LYLIA ;

Merci Pour l'amour qu'elles me réservent, pour le soutien moral, et pour toute l'ambiance dont m'avez entouré. Je vous souhaite un avenir plein de joie et de réussite.

A mes très chers grands-parents

Merci pour vous attention particulière, vos prières et votre amour inconditionnel et que Dieu vous donne la bonne santé et longue vie parmi nous.

A mon meilleur binôme

Je remercie très chaleureusement mon binôme MOHAMED pour son amitié, ces conseils et son aide précieuse qu'il m'a apporté tout au long ce travail ainsi que durant tout mon cursus universitaire.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

A mes meilleures copines SARAH, RAYANE, TIZIRI, WAHIBA, CHIRAZ, DOUNIA, mes aimables amis SAID, NADJIB et ALLA, mes collègues d'étude .Il me seraient difficiles de vous citer tous, vous êtes dans mon cœur, affectueusement.

Nacer-Khodja Ibtissem

Sommaire

- i. Remerciement
- ii. Dédicace
- iii. Résumé
- iv. introduction générale

Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

I. Introduction et présentation de l'ouvrage	1
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol	1
I.4. Situation et description du site	2
I.5. Caractéristiques géométriques	2
I.6. Classification du bâtiment.....	5
I.7. Les éléments de l'ouvrage	5
I.8. Hypothèse de calcul	6
I.9. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	9
I.10. Caractéristiques mécanique des matériaux	9

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction	17
II.2. Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.3. Prédimensionnement des éléments résistants	24

Chapitre III : Calculs des éléments secondaires

III.1. Introduction	34
III.2. Étude du plancher	34
III.3. Étude de L'acrotère	43
III.4. Étude de la dalle pleine	52
III.5. Etude de la dalle machine	59
III.6. Etude d'escalier :	66

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	80
IV.2. Objectif de l'étude dynamique :	80
IV.3. Méthode de calcul :	80
IV.3.1. Méthode d'analyse modale spectrale :	80
IV.3.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	81
IV.3.3. Méthode statique équivalente :	81
IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	81
IV.5. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	86
IV.6. Modélisation :	86
IV.7. Poids total de la structure "W" :	86
IV.8. Les données géométriques.....	87
IV.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente:	87
IV.10. Résultats de calcul :	89
IV.11. Stabilité de l'ensemble :	89
IV.12. Vérification du déplacement inter-étage :	91
IV.13. Vérification de l'effort normale réduit :	92
IV.14. Justification vis-à-vis de l'effet de P- Δ :	93
IV.15. Justification de l'épaisseur du joint sismique :	95

Chapitre V : Etude des éléments résistants

V.1. Introduction	96
-------------------------	----

V.2.Les poteaux	96
V.3.Les poutres :	102
V.4 Les voiles	116

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	127
VI.2. Etude de sol	127
VI.3. Choix du type de fondation	127
VI.4. Voile périphérique	149

Conclusion générale

Bibliographie

Résumé

Annexes

Listes des figures

Figure I.1 Vue de satellite (google earth).....	2
Figure I.2 Façade principale.....	3
Figure I.3 Vue en plan de l'étage courant	4
Figure I.4 Diagramme des déformations limitent de la section (règle des trois pivots)	7
Figure I.5 Diagramme contraintes-déformations a L'ELU.....	12
Figure I.6 Diagramme contraintes-déformations a L'ELS	12
Figure I.7 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU	14
Figure I.8 Diagramme contrainte-déformation montrant le comportement réel de l'acier	15
Figure II.1 Plancher type terrasse	18
Figure II.2 Dalle pleine au niveau des étages courants.....	20
Figure II.3 Dimension de l'acrotère.....	23
Figure II.4 Coupe transversale d'un plancher à corps creux	24
Figure II.5 Section du poteau le plus sollicité.....	26
Figure II.6 Coupe de voile en élévation.....	30
Figure II.7 Coupe du voile en plan	30
Figure II.8 Eléments des escaliers	32
Figure III.1 Types des poutrelles	34
Figure III.2 Schémas statiques de type 02	35
Figure III.3 Dimension de poutrelle	37
Figure III.4 Acrotère.....	44
Figure III.5 Sollicitations de l'acrotère.....	43
Figure III.6 Section transversal de l'acrotère	45
Figure III.7 Ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure III.8 Schéma statique des dalles pleines.....	52
Figure III.10 Section 1-1 de la dalle à l'ELS... ..	54
Figure III.11 Schéma du balcon.....	55
Figure III.12 Ferrailage de la dalle pleine de type 1 étage courant	59
Figure III.13 Types des escaliers	68
Figure III.14 Schéma statique à L'ELU	69
Figure III.16 Diagrammes des moments et d'efforts tranchants à l'ELU	71
Figure III.17 Diagrammes des moments et d'efforts tranchants à l'ELS.....	71

Figure III.18 Schéma de ferrailage des 'escaliers.....	79
Figure IV.1 Diagramme de spectre de réponse	85
Figure IV.2 Position des voiles	87
Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux	102
Figure V.2 les poutres principales et les poutres secondaires	103
Figure V.3 Ferrailage des poutres principales (30x50)	108
Figure V.4 les poutres principales et les poutres secondaires	108
Figure V.5 Ferrailage des poutres secondaires (30x50).....	113
Figure V.6 Disposition des armatures verticales dans le voile.....	117
Figure VI.1 Schéma statique du bâtiment	132
Figure VI.2 les éléments de radier.	135
Figure VI.3 Dimension de radier nervurée.....	135
Figure VI.4 Contrainte sous le radier.	137
Figure VI.5 Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	140
Figure VI.6 dimensions de la nervure.	144
Figure VI.7 Diagramme des moments	148
Figure VI.8 Répartition des contraintes sur le voile périphérique à l'E.L. U	151
Figure VI.9 Répartition des contraintes sur le voile périphérique à l'E.L.S.....	151

Liste des tableaux

Tableau I.1 Propriétés mécaniques de l'acier	13
Tableau II.1 Charge surfacique à la terrasse du plancher à corps creux.....	17
Tableau II.2 Charges surfaciques de la dalle pleine du plancher terrasse	18
Tableau II.3 Charges surfaciques de la dalle pleine du plancher terrasse	19
Tableau II.4 Charges surfaciques de la dalle pleine de niveau courant.....	19
Tableau II.5 Charges surfaciques du balcon.....	20
Tableau II.6 Charge permanente du mur extérieur.....	21
Tableau II.7 Charge permanente mur intérieur.....	21
Tableau II.8 Charges surfaciques du palier.....	22
Tableau II.9 Charges surfaciques de la volée	22
Tableau II.10 Récapitulatif des sections des poteaux.....	29
Tableau III.1 Charges supporté par les poutrelles.....	35
Tableau III.2 Différents efforts pour l' ELU.....	36
Tableau III.3 Différents efforts pour l' ELS	36
Tableau III.4 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles	43
Tableau III.5 Les charges de la dalle pleine.....	52
Tableau III.6 Récapitulatif de M et T de la dalle pleine.....	55
Tableau III.7 Récapitulation des résultats de ferrailage.....	59
Tableau III.8 Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)	62
Tableau III.9 Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)	62
Tableau III.10 Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	62
Tableau III.11 Les contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	65
Tableau III.12 Les sollicitations d'escaliers.....	69
Tableau III.13 Les combinaisons d'actions.....	69
Tableau III.14 Moment fléchissant et l'effort tranchant	70
Tableau III.15 Récapitulatif des moments.....	72
Tableau III.16 Moment fléchissant et de l'effort tranchant.....	72
Tableau III.17 Récapitulatif des moments.....	73

Tableau III.18 Les moments max dans les quatre types d'escaliers.....	73
Tableau III.19 Les armatures de répartition d'escaliers (type 01 et 02).....	75
Tableau III.20 Vérification des contraintes dans l'acier et de béton.	76
Tableau IV.1 Classification de site.	82
Tableau IV.2 Valeurs des pénalités.	83
Tableau IV.3 La somme des Poids des différents niveaux.	87
Tableau IV.4 Des forces statiques et dynamiques.	88
Tableau IV.5 Période et facteur de participation massique.	89
Tableau IV.6 Distribution verticales et horizontales de la force sismique.	90
Tableau IV.7 Valeurs des déplacements relatifs.....	91
Tableau IV.8 Valeurs des déplacements relatifs.....	92
Tableau IV.9 vérification de l'effort normal réduit.	93
Tableau IV.10 L'effet de P- Δ	94
Tableau IV.11 : L'effet de P- Δ	94
Tableau V.1 Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	97
Tableau V.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	98
Tableau V.3 Ferrailage des poteaux.....	99
Tableau V.4 Longueur de la zone nodale.....	100
Tableau V.5 La section des armatures transversales des poteaux.....	100
Tableau V.6 Ferrailage transversale des poteaux.....	101
Tableau V.7 sollicitation de la poutre principale	103
Tableau V. 8 L'espacement des armatures transversales.....	107
Tableau V.9 Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.....	107
Tableau V.10 sollicitation de la poutre principale	109
Tableau V.11 L'espacement des armatures transversales.....	112
Tableau V.12 Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.....	113
Tableau V.13 Ferrailage de poutre principale.....	114
Tableau V.14 : Ferrailage de poutre secondaire.	115
Tableau V.15 : sollicitation et vérification de RDC.	122
Tableau V.16 : sollicitation et vérification de 1 ^{er} étage.	123
Tableau V.17 : sollicitation et vérification de 2 ^{ème} étage.....	124

Tableau V.18 : sollicitation et vérification de 3 ^{ème} ...9 ^{ème} étages.	125
Tableau V.19 Ferrailage du voile.....	126
Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité de radier.....	132
Tableau VI. 3 : Contrainte sous le radier l'ELS.	139
Tableau VI. 4 : Récapitulatif des moments de la dalle de radier.	142
Tableau VI. 5 : Ferrailage des panneaux du radier.	142
Tableau VI. 6 : Vérification des contraintes des panneaux de radier.	143
Tableau VI.7 Ferrailage des débords	148
Tableau VI.8 Vérifications des contraintes du béton et d'acier.	149
Tableau VI.9 Les sections d'armatures pour le voile périphérique.	152
Tableau VI.10 Ferrailage de voile périphérique.	152
Tableau VI.11 Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	153

Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures.

ϕ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V0 : Effort tranchant a la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'état limites de service.

N_u : Effort normal pondéré à l'état limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

I. Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 9 étages + 2 sous-sol qui sera implanté dans la wilaya de Bouira, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

- La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement mixte portiques/voiles.
- L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS v9.7).
- Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).
- Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (ETABS).
- En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet, Le type de fondation choisi est un radier nervuré.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة مفصلة لبناية ذات طابع سكني و تجاري مكونة من طابقين تحت ارضي زائد طابق ارضي وتسع طوابق علوية. اشتملت الدراسة على اربعة محاور:

_ **المحور الاول** : تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل عنصر المكون لها .

_ **المحور الثاني**: دراسة الاجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة) .

_ **المحور الثالث** : الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ETABS الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل المنقحة RPA 99/2003

_ اما المحور الاخير يشتمل علي دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة و العارضات و الاساسات)
الكلمات المفتاحية : العمارة الخرسانة

Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of two basements, a between ground, and a ground floor + 9étage implanted in the state of Bouira.

This study consists of four parts.

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the predimensioning structure and finally the raid of the load.
- The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).
- The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by ETABS to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, and beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91 revised 99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

Keywords: building, concrete, ETABS, RPA 99/2003, BAEL91.

Introduction générale

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "*RPA99 version 2003*"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs, Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique et sismique .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a l'étude des fondations. On a terminé notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Introduction et présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

Cette étude il comporte trois grandes parties

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- L'étude dynamique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations)

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir BAEL91 et CBA93 et RPA99 VERSION 2003.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC+9+3SS) à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage sera implanté au niveau la wilaya de Bouira qui est classée comme zone de sismicité moyenne (*Zone IIa*) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*).

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

Le bâtiment se compose de :

- Deux sous-sols utilisés comme parking
- Entre sol
- Un réez de chausse à usage commercial
- Des étages à usage d'habitation (du 1er au 9 Emme)
- Une terrasse inaccessible

I.3.Caractéristiques géotechniques du sol

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol Meuble et par conséquent ont adopté La contrainte admissible du sol = **1.9MPa** à 6.5m de profondeur

I.4.Situation et description du site

Le site étudié est situé au lieu-dit : Rue Karnane Ali (Ex Rue de la Gare) qui est rattaché administrativement à la Commune et Daira de Lakhdaria, Wilaya de **Bouira**. (Voir figure de situation ci-dessous).



Figure I.1 Vue de satellite (google earth).

I.5.Caractéristiques géométriques

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... 30.36 m
- Hauteur du sous-sol 1..... 3.74 m
- Hauteur du sous-sol 2.....3.06 m
- Hauteur d'entre sol3.74 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4.08 m
- Hauteur de l'étage courant2.89 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan24 m
- Largeur totale en plan22.05 m

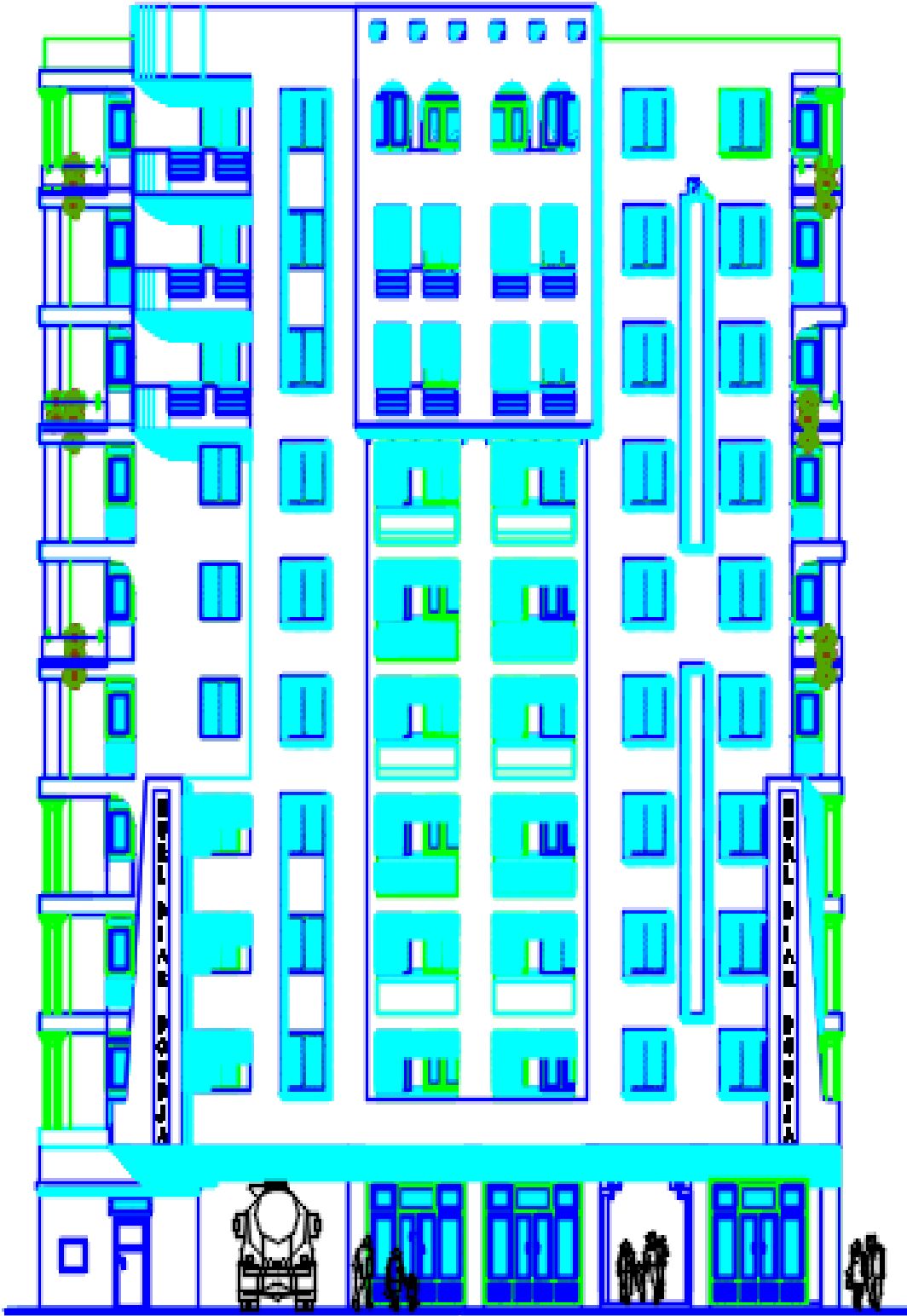


Figure I.2 Façade principale



Figure I.3 Vue en plan de l'étage courant

I.6. Classification du bâtiment

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " groupe 2 ", car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.7. Les éléments de l'ouvrage**❖ Ossature**

L'ossature du bâtiment est constituée par des voiles et des portiques. Le système de contreventement du bâtiment est assuré par des voiles porteurs.

❖ Plancher

Le type du plancher est fonction de :

- La portée des différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour (02) deux types de plancher

- Plancher en corps creux (pour les étages courants).
- Plancher dalle pleine (pour le réz de chaussée).

❖ Escalier

La structure comporte deux cages d'escalier du sous-sol au 9^{ème} étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier.

❖ Cage d'ascenseur

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

❖ Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ La terrasse

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

❖ Le remplissage (maçonnerie)

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur ;

❖ L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

❖ Revêtements

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- **Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.**
- **De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.**
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

❖ Fondations

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.8.Hypothèse de calcul

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

I.8.1. Etats limites ultimes et états limites de service

Il est nécessaire de bien différencier ces deux états qui sont à considérer dans tous les calculs B.A.

I.8.1.1. Etats limites ultimes (E.L.U)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction

On distingue

- Etat limite d'équilibre statique.
- Etats limites ultimes de résistance (E.L.U.R).
- Etats limites de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

a) Hypothèse de calcul

- Toute section plane avant déformation reste plane après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- On suppose concentrer en leur centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte-déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas sera le diagramme parabole-rectangle.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité de 3.5‰ en compression et l'allongement unitaire des aciers sera limité à 10‰.

b) Règle de trois pivots BAEL 91

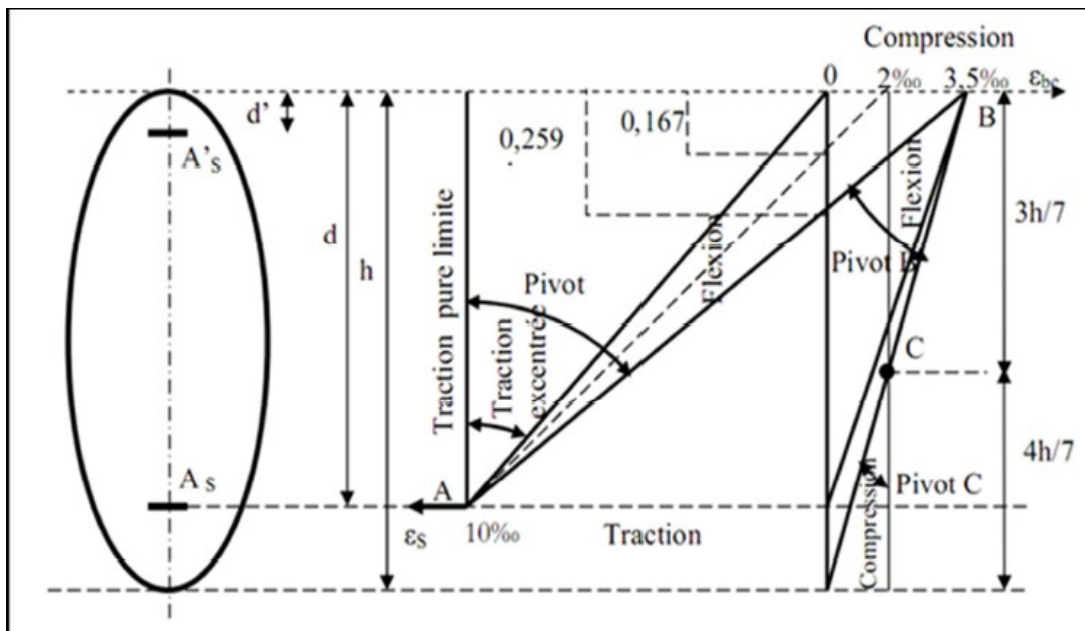


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section (règle des trois pivots)

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections, les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pointes A, B ou C appelés pivots

- **Pivots A** : conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion (simple ou composée) sans épuisement de la résistance du béton ; lorsque toute la section est située du côté des allongements, on est évidemment dans le cas de la traction de faible excentricité.
- **Pivots B** : conditionné par le raccourcissement du béton, est celui de la flexion (simple ou composée) avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée ; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent alors être soit tendues, soit comprimées avec une petite partie de béton tendu (diagramme voisin de BO).
- **Pivots C** : est celui de la section entièrement comprimée.

I.8.1.2 Etats limites services (E.L.S)

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine. On distingue

- **Etat limite de compression du béton.**
- **Etat limite de déformation.**
- Etat limite d'ouverture de fissures.

a) Hypothèse de calcul

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier seront considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- On ne tient pas compte du fluage de béton et du retrait.
- On suppose concentré au leur centre de gravité un ensemble de plusieurs barres.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton $E_s = 15E_b$; $n = 15$.

I.9. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

I.9.1. Etat limite ultime

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

$$1.35G+1.5Q$$

I.9.2. Etat limite de service

A partir de la combinaison d'action $G+Q$.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $G + Q \pm 1.2E$
- $0.8G \pm E$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

I.10. Caractéristiques mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91mod99*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

I.10.1. Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sables) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des renforts en aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 Mpa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4Mpa).

La composition courante de $1m^3$ de béton est :

- 350 Kg de ciment CPA,
- 400 l de sable $D_g \leq 5$ mm,
- 800 l de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25$ mm,
- 175 l d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

b. Propriétés mécaniques du béton

b.1. Coefficient de Poisson (CBA93. ART 2.1.2.3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. Le coefficient de Poisson est pris égal à :

- $\nu = 0.2$ pour les calculs des déformations (pour ELS)
- $\nu = 0$ pour les calculs des sollicitations (pour ELU)

b.2. Poids volumique du béton

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

b.3. La résistance caractéristique du béton

- En compression

La résistance à la compression varie dans le temps selon loi suivant :

Pour $j < 28$ jours $f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 \times 0.83^j)$ si $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 \times 0.93^j)$ si $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$.

(CBA93 Art A-2-1-1)

Pour $j \geq 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jours.

- En traction

La résistance à la traction varie dans le temps selon la loi suivante :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ (Art 2-3-3-1 BAEL91)

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{tj} : la résistance à la traction à j jour.

b.4. Déformations longitudinales du béton (CBA ART.2.1.2.1)

- Déformation longitudinale instantanée E_{ij} déterminé par la loi suivant :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Déformation différées E_{vj}

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

f_{cj} : la résistance à la compression à j jours exprimé en MPA

b.5. Contrainte admissible de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement τ_u dans une pièce en béton (bd) est défini par rapport à l'effort tranchant ultime V_u par la relation : $\tau_u = V_u/bd$

Avec :

- **b** : largeur de la pièce.
- **d** : hauteur utile.

$$\tau_u \leq \tau_u \text{ barre}$$

- $\tau_u \text{ barre} = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \Rightarrow$ fissuration peu préjudiciable.
- $\tau_u \text{ barre} = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \Rightarrow$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

c. Les contraintes limites de calcul

L'état limite définie :

- L'équilibre statique
- La résistance des matériaux
- La stabilité des formes

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

La contrainte limite à l'ELU du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPA}$

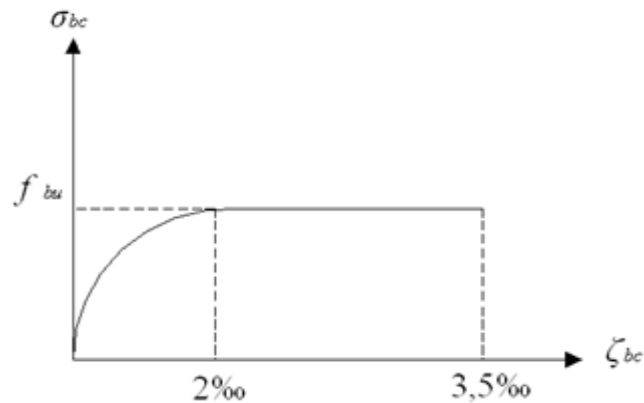


Figure I.5 Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15MPa$

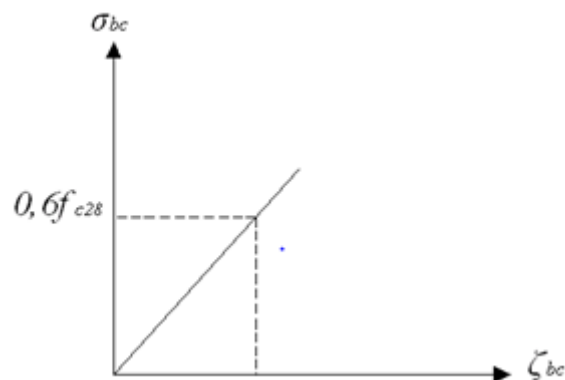


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.10.2. Aciers

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.1 :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (Mm)	Limites élastiques en MPa	Limites élastiques en MPa
R.L	Armatures Transversales	FeE235	$\emptyset < 10$	FeE=22 ($f_e = 215\text{MPa}$) FeE=24 ($f_e = 235\text{MPa}$)	
Barre HA	Armatures longitudinales	FeE400	$\emptyset > 10$	$f_e = 400\text{MPa}$	$E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
Treilles Soudes	Eléments plans	TLE 520	$\emptyset < 6$	$f_e = 520\text{MPa}$	

Tableau I.1 Propriétés mécaniques de l'acier

a. Les contraintes limites de calcul

a.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

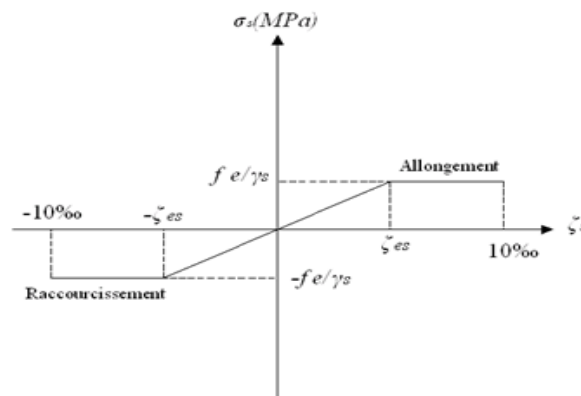


Figure I.7 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas des situations durables ou transitoires} \\ 1.00 & \text{cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers F_{eE400} on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$

a.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min [2/3f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min [1/2f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

η : Coefficient de fissuration.

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

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

$\eta = 1.30$ pour les aciers à haute adhérence $< 6\text{mm}$.

a.3. Diagramme contraintes-déformations :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

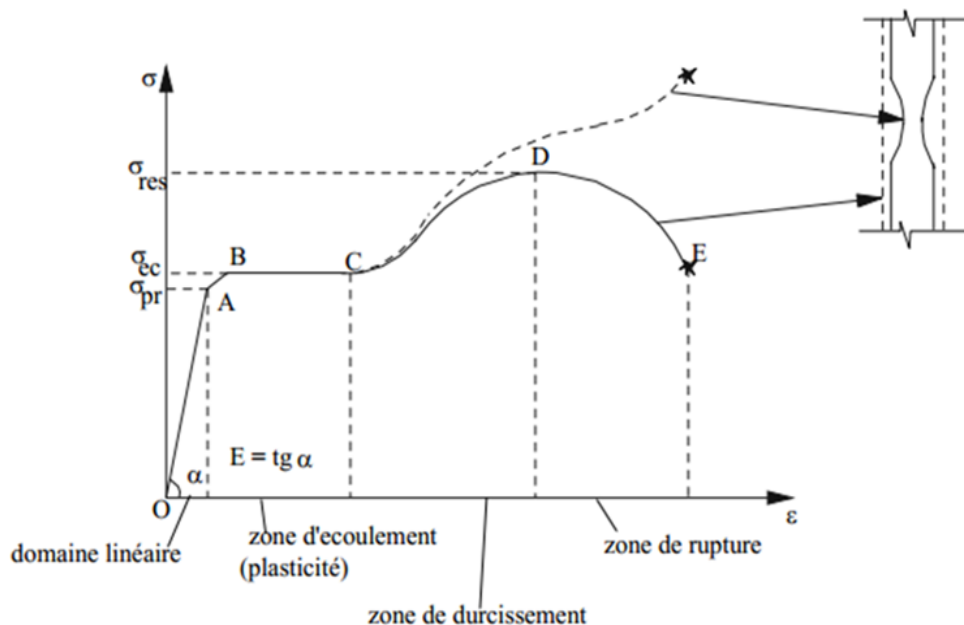


Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation montrant le comportement réel de l'acier

Avec :

σ_r : Résistance à la rupture.

σ_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

- **On distingue du diagramme précédent 04 parties :**

Zone OA : Domaine élastique.

Zone AB : Domaine élasto-plastique.

Zone BC : Domaine de plastique.

Zone CD : Domaine de striction.

a.4. Les coefficients d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec : E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

a.4 Condition de non fragilité

Pour éviter les grandes fissures des pièces de béton, la section A_s de l'acier adopté il faut vérifier la condition suivante : $A_s \geq 0.23b_0d (ft_{28}/f_e)$.

Chapitre II

Le pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

❖ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

❖ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- Plancher : - Plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	25	0.04	1,00
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0,12
Isolation thermique	0.25	0.04	0,01
Plancher corps creux (16+4)	/	0.2	2,95
Enduit en plâtre	10	0.015	0,15
Forme de pente	22	15%	1,44
G			$\Sigma = 5,67 \text{KN/m}^2$

Tableau II.1 Charge surfacique à la terrasse du plancher à corps creux

$$G_{pt} = 5,67 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_{pt} = 1.0 \text{ KN/m}^2.$$

- Dalle pleine:

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.4
Chape de ciment	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
G			5.31KN/m ²
Q			1 KN /m ²

Tableau II.2 Charges surfaciques de la dalle pleine du plancher terrasse

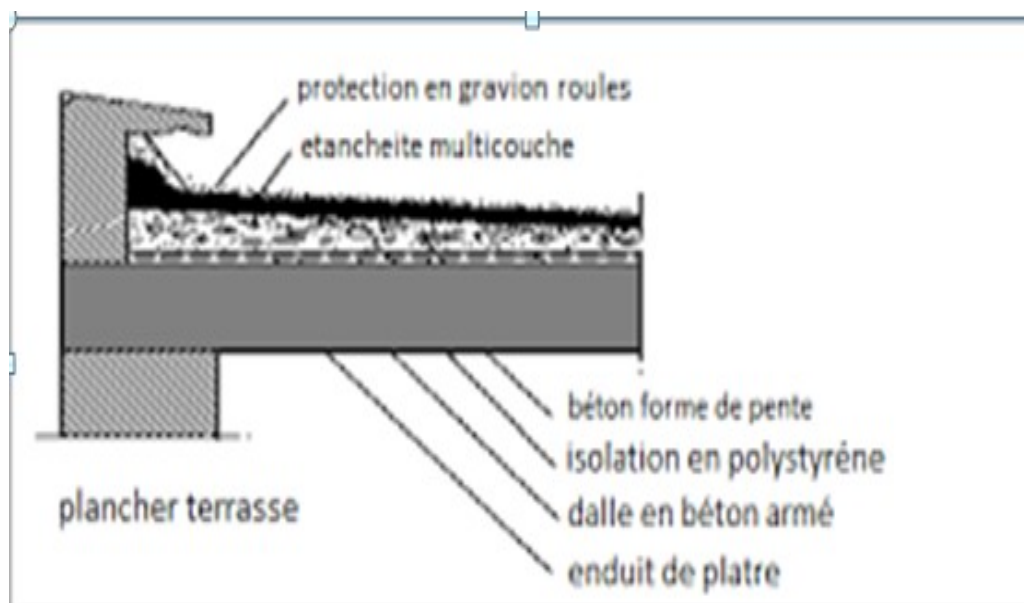


Figure II.1 Plancher type terrasse

- **Plancher étages courants :** (Usage d'habitation)

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.36
Plancher en corps creux (16 + 4)	/	0.2	3.20
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons intérieures	/	0.1	1
G			5.6 KN/m ²
Q			1.5 KN/m ²

Tableau II.3 Charges surfaciques de la dalle pleine du plancher terrasse

- **Dalle pleine :**

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine (15)	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons intérieures	/	0.1	1
G			6.15 KN/m ²
Q			1.5 KN/m ²

Tableau II.4 Charges surfaciques de la dalle pleine de niveau courant

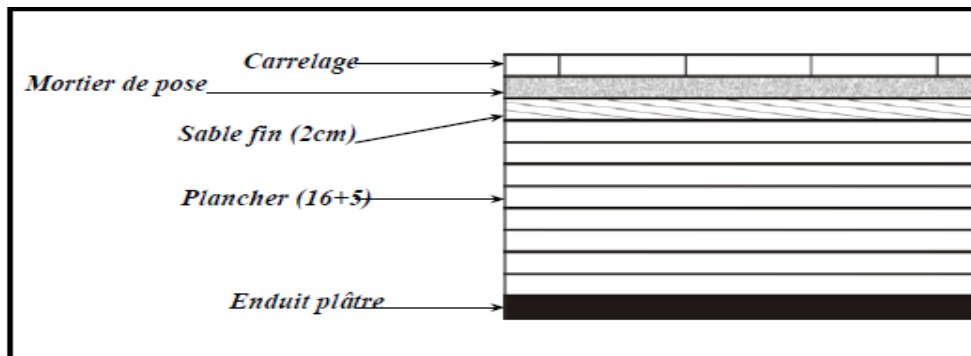


Figure II.2 Dalle pleine au niveau des étages courants

- **Balcon :**

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Chape de ciment	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Dalle pleine (15)	25	0.15	3.75
G		5.49 KN/m²	
Q		3.50 KN/m²	

Tableau II.5 Charges surfaciques du balcon

- **Murs :**

- a. **Murs extérieurs :** (doubles parois en briques creuses)

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Briques creuses	9	0.15	1.35
Lame d'air	0	0.05	00
Briques creuses	9	0.1	0.90
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
G		2.81 KN /m²	

Tableau II.6 Charge permanente du mur extérieur.

- b. **Murs intérieurs :**

G	1.38 KN/m²
----------	------------------------------

Tableau II.7 Charge permanente mur intérieur

Remarque

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessité d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- **Murs avec portes (90%G).**
- **Murs avec fenêtres (80%G).**
- **Murs avec portes et fenêtres (70%G).**

- Escaliers :

- a. Palier :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Lit de sable	18	0.02	0.36
G		5.11 KN/m²	
Q	2.50 KN/m²		

Tableau II.8 Charges surfaciques du palier.

- b. Volée : (paillasse) :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Poids des marches	25	0.17/2	2.13
Paillasse en B. A	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
G		6.88KN/m²	
Q	2.50 KN/m²		

Tableau II.9 Charges surfaciques de la volée

$$\alpha = \arctg \alpha = 0.17 / 0.3 = 29.54^\circ$$

L'ascenseur :

$$G = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 8 \text{ KN/m}^2$$

Acrotère:

$$S = (0.08 \times 1) / (2) + (0.12 \times 0.05) + (0.12 \times 0.05) / 2$$

$$= 0.089 \text{ m}^2$$

$$G = 0.089 \times 25 = 2.225 \text{ KN/ml}$$

La charge horizontale :

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

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

$W_p = 2.225 \text{ KN/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ kN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.225 = 1.068 \text{ kn/ml}$$

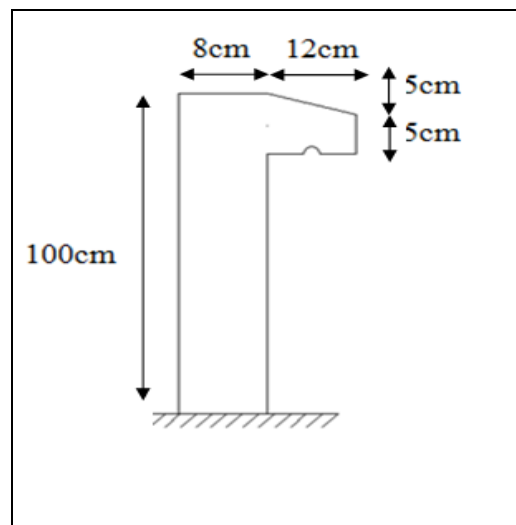


Figure II.3 : Dimension de l'acrotère

$$Q = 1 \text{ kn/ml}$$

II.2.1 Charge d'exploitation :

- Etage courants $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Etage commerce $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Etage service $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Escaliers $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

II.3. Redimensionnement des éléments résistants

II.3.1. Les planchers

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux avec poutrelles pré fabriquées et une dalle de compression Le (**BAEL**) exige que : $h_t \geq L_{\max} / 22.5$

h_t : distance maximale entre nus d'appuis selon le sens de disposition des poutrelles

On adopte a un plancher de : $16+4=20\text{cm}$.

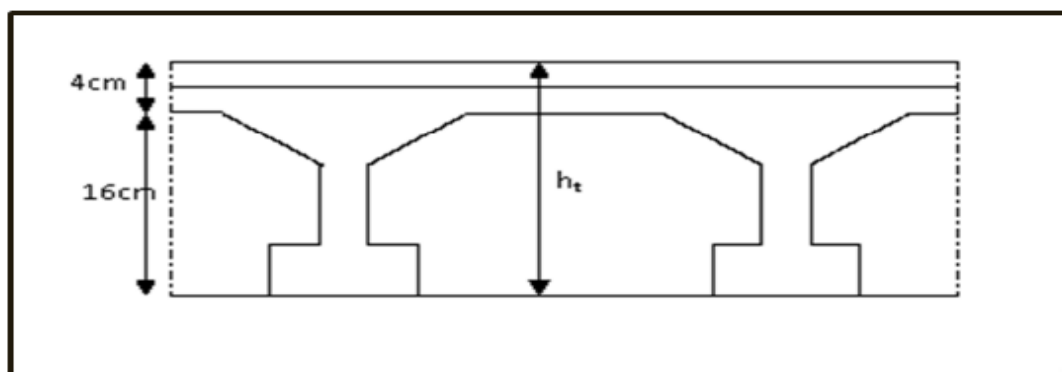


Figure II.4 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.3.2. Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, la condition à vérifier c'est : $L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$

Avec : h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : longueur entre nus d'appuis, on distingue deux types.

- Les poutres principales : (Sens transversal perpendiculaires aux poutrelles) :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

$L_{\max} = 5.15 \text{ m}$

$$515/15 \leq h \leq 515/10 \quad \Rightarrow \quad 34.33 \leq h \leq 51.50$$

Soit $h = 45\text{cm}$. Et $b = 30\text{cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{CV.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$h/b < 4 \quad \rightarrow \quad 45 \text{ cm} / 30 \text{ cm} < 4\text{cm} \quad \text{CV.}$$

D'après les conditions du **(RPA99)**, on adopte une section PP (30*50) cm².

➤ Les poutres secondaires : (Sens longitudinale parallèle aux poutrelles) :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

$$L_{\text{Max}} = 4.5 \text{ m}$$

$$450/15 \leq h \leq 450/10 \quad \Rightarrow \quad 30.00 \leq h \leq 45.00.$$

Exigence du **RPA99**..... [art.7.5.1].

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm. Cv.} \\ h \geq 30\text{cm. Cv.} \\ h / b < 4 \quad \text{Cv.} \end{array} \right\} \text{ On adopte } b = 30 \text{ cm ; } h = 40\text{cm. D'où PS (30*40) cm}^2$$

II.3.3. Les Poteaux :

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage. Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min (b,h)} \geq 25\text{cm} & \text{Zone :1 et 2} \\ \text{Min (b,h)} \geq h_e/20 & h_e : \text{ hauteur d'étage.} \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 & \end{array} \right.$$

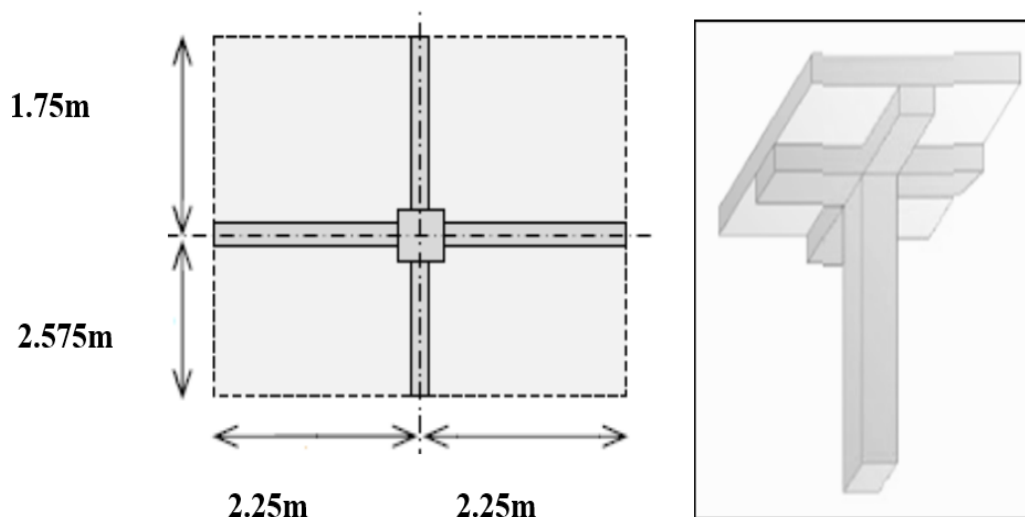


Figure II.5 : Section du poteau le plus sollicité

- **L** : longueur du plancher ($L = 4.5 \text{ m}$)
- **l** : largeur du plancher ($l = 4.325 \text{ m}$)
- **N_u** : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec : $N_u = p_u * S * n$

P_u : charge de plancher

$$P_u = 1 \text{ t/m}^2$$

S : surface par le poteau le plus sollicité

$$S = L * l$$

$$S = 4.5 * 4.325 = 19.4625 \text{ m}^2$$

n : nombre d'étage.

$$N_u = 1 * 19.4625 * 14 = 272.475 \text{ t.}$$

$$N_u = 2.72475 \text{ MN.}$$

- Section réduite

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{fbc}{0.9} + \frac{0.85 \times fe}{100 \times \gamma_s}}$$

β : coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \geq 50$$

$$\beta = 0.85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_u = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24 \text{ h)}$$

$$Br \geq \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow fbc = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec } fc28 = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24 \text{ h)}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 2.72475}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \Rightarrow Br \geq 0.1748 \text{ m}^2$$

On a :

$$Br \geq (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0.1748} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.4338$$

Donc on prend :

$a = b = 50\text{cm}$ dont un poteau de $(50 \times 50)\text{ cm}^2$

- Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = 50 > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} \quad \Rightarrow a = 50 > \left(\frac{340}{20} = 17\right) \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{50}{50} = 1\right) < 4 \quad \text{C.V}$$

- Vérification du poteau de 2ème sous-sol au flambement :

• **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow = \frac{50 \times (50)^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 520833.3333 \text{ cm}^4$$

• **Rayon de giration i_x, i_y**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{520833.3333}{2500}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 14.43 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'élancement**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$ (cas générale)

$$l_0 = 3.06\text{m} \quad ; \quad l_f = 2.142\text{m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{14.43}$$

$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 14.84$

Donc on a :

$\lambda_x = \lambda_y = 14.84 < 50 \Rightarrow$ le flambement est vérifiée.

Poteau	N	S (m ²)	Nu	a=b	L ₀ (m)	λ	Condition
	étage		(MN)	(m ²)			
2 ^{ème}	1	19.4625	2.72475	0.50	3.06	14.844	C.V
Sous-sol							
1 ^{ère}	2	19.4625	2.53012	0.50	3.74	18.142	C.V
Sous-sol							
Entre sol	3	19.4625	2.3355	0.50	3.74	18.142	C.V
RDC	4	19.4625	2.1408	0.50	4.08	19.792	C.V
1 ^{ère} étage	5	19.4625	1.9462	0.50	2.89	14.019	C.V
2 ^{ème} étage	6	19.4625	1.7516	0.50	2.89	14.019	C.V
3 ^{ème} étage	7	19.4625	1.557	0.50	2.89	14.019	C.V
4 ^{ème} étage	8	19.4625	1.3623	0.50	2.89	14.019	C.V
5 ^{ème} étage	9	19.4625	1.1677	0.50	2.89	14.019	C.V
6 ^{ème} étage	10	19.4625	0.9731	0.50	2.89	14.019	C.V
7 ^{ème} étage	11	19.4625	0.7785	0.50	2.89	14.019	C.V
8 ^{ème} étage	12	19.4625	0.5838	0.50	2.89	14.019	C.V
9 ^{ème} étage	13	19.4625	0.3892	0.50	2.89	14.019	C.V
Buanderie	14	19.4625	0.1946	0.50	2.89	14.019	C.V

Tableau II.10 Récapitulatif des sections des poteaux.

II.3.4. Voile périphérique

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par

L'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre à la fondation. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA99 version 2003 art7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) (figure 2.6) l'art 7.7.1, RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure II.7.

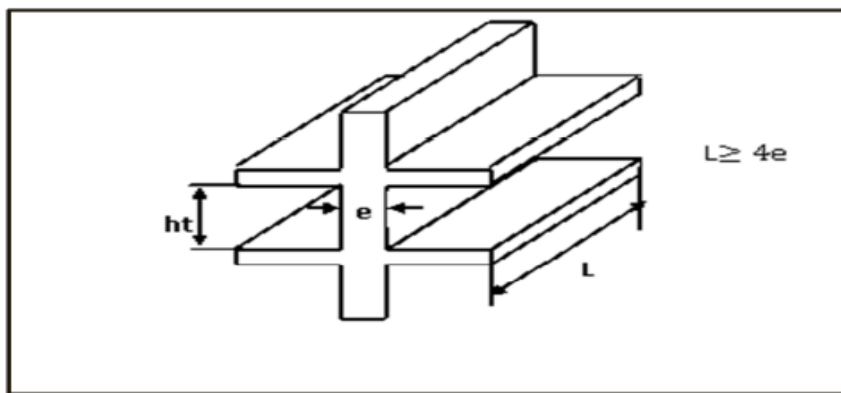


Figure II.6 Coupe de voile en élévation

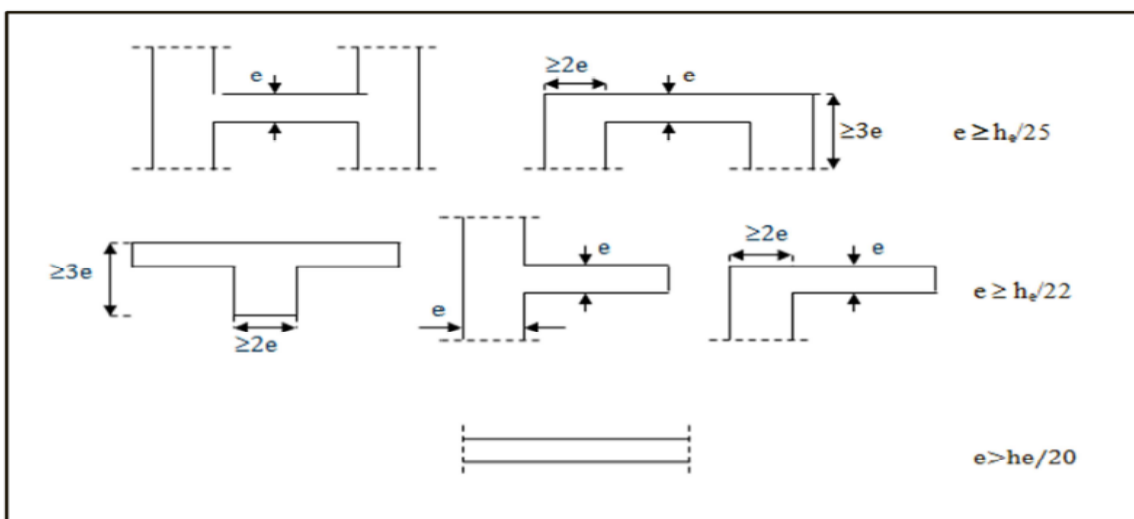


Figure II.7 Coupe du voile en plan

$$e \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

1. Pour le 2^{ème} sous-sol : (**he = 3.06m**)

$$e \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{cm}$$

Donc on prend comme épaisseur : e = 20 cm

2. Pour le 1^{ier} sous-sol et l'entre sol : (**he = 3.74m**)

$$e \geq h_e/20 = 374/20 = 18.7 \text{ cm}$$

Donc on prend comme épaisseur : e = 20 cm

3. Pour le RDC : (**he = 4.08m**)

$$e \geq h_e/20 = 408/20 = 20.4 \text{ cm}$$

Donc on prend comme épaisseur : e = 20 cm

4. Pour les étages courants : (**he = 2.89**)

$$e \geq h_e/20 = 289/20 = 14.45\text{cm}$$

Donc on prend comme épaisseur : e = 15cm

II.3.5. Les escaliers

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Dans notre structure les escaliers de RDC et les autres niveaux comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

II.3.5.1. Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par :

- **g : largeur de la marche (Giron).**
- **ep : épaisseur de la pailasse.**
- **h : hauteur de la contre marche.**
- **L : largeur de la volée.**
- **n : nombre de marches.**

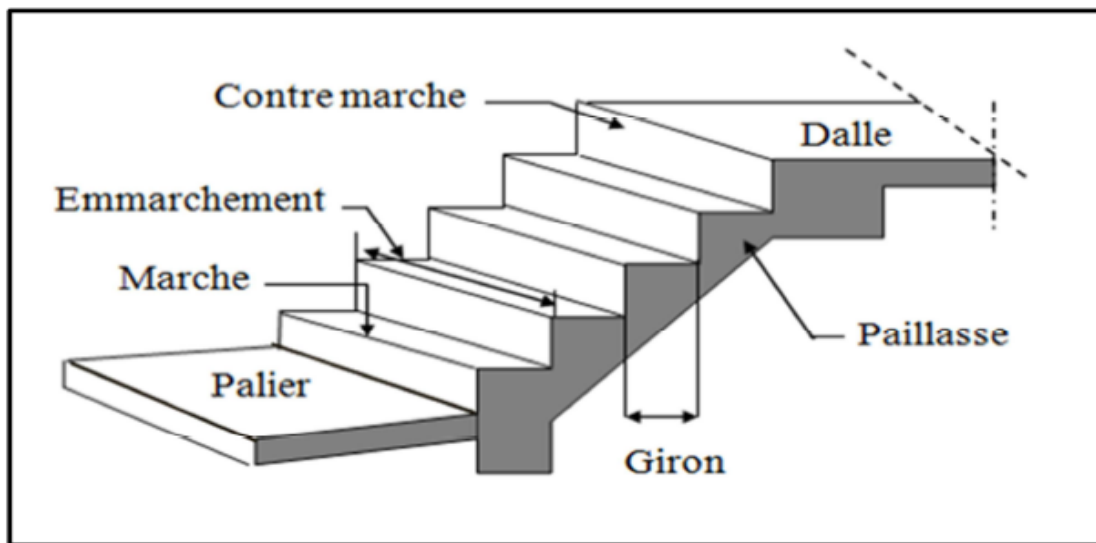


Figure II.8 Eléments des escaliers.

II.3.5.2. Le pré dimensionnement

Pour les escaliers de deux sous-sols et les étages courants :

- Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante
- La formule de BLONDAL $59 \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$
- Hauteur de la marche $16.5 \leq h \leq 17.5$ _ $h = 17\text{cm}$
- En pratique on prend $g=30\text{cm}$
- Hauteur d'étage $H = 2.89\text{m}$
- Nombre de marches $n=H/h = 289/17 = 16$ marches
- Hauteur de la paillasse $h'=0.17 \times 8 = 1.36\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse $l=g(n-1) = 2.40\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse $\text{tg}\alpha = h'/l \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$
- La largeur de la paillasse $l_p = h'/\sin \alpha = 2.85\text{m}$
- L'épaisseur de la paillasse $l_p/30 \leq e \leq l_p/20 \rightarrow e = 15\text{cm}$
- L'épaisseur du palier $e = 15\text{cm}$

Pour les escaliers de RDC :

- Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante
- La formule de BLONDAL $59 \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$
- Hauteur de la marche $16.5 \leq h \leq 17.5$ _ $h = 17\text{cm}$
- En pratique on prend $g=30\text{cm}$
- Hauteur d'étage $H = 4.08\text{m}$
- Hauteur de la paillasse $h' = 0.17 \times 13 = 2.21\text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse $l = g(n-1) = 3.6\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse $\text{tg}\alpha = h'/l \rightarrow \alpha = 31.54^\circ$
- La largeur de la paillasse $l_p = h' / \sin \alpha = 4.224\text{m}$
- L'épaisseur de la paillasse $l_p/30 \leq e \leq l_p/20 \rightarrow e = 20\text{cm}$
- L'épaisseur du palier $e = 20\text{cm}$

Chapitre III

Calculs des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments structuraux sont les éléments n'ayant pas la fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitations, ce pendant ils doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

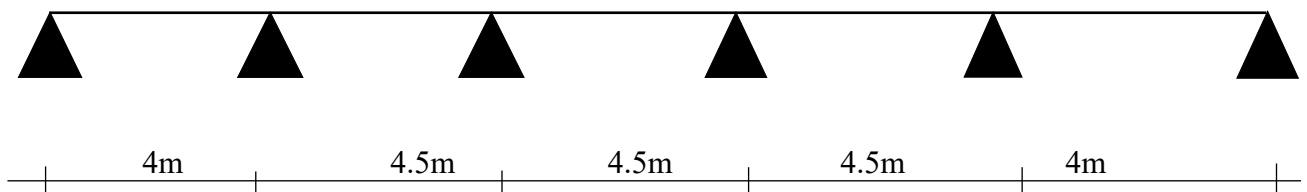
III.2. Étude du plancher

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+4 =20cm)

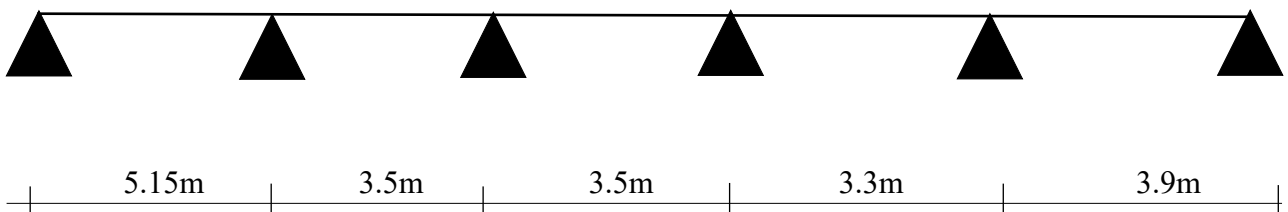
Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

III.2.1. Types des poutrelles

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

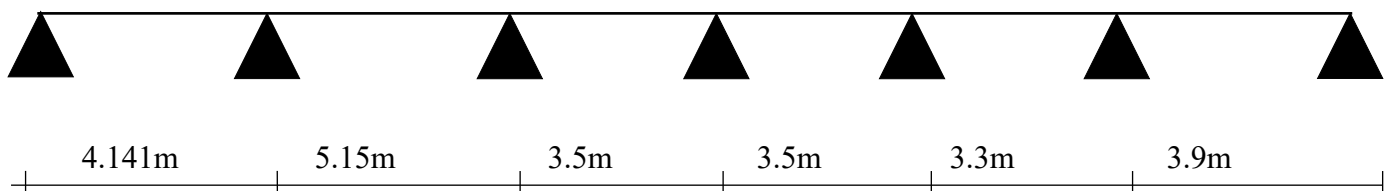


Figure III.1 Types des poutrelles

III.2.2. Les charges des poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×b	ELS (KN/ml) (G+Q) × b
Terrasse inacc	5.67	1	0.6	5.492	4,002
Étage courant	5.6	1.5	0.6	5,886	4,26
Sous-sol (parking) 1er étage (bureau)	5.6	2.5	0.6	6,786	4,86
RDC	5.6	4	0.6	8,136	5,76

Tableau III.1 Charges supporté par les poutrelles.

III.2.3. Détermination des efforts internes

Le type (1) :

qu = 8,136 KN/ml.

qs = 5, 76 KN/ml.

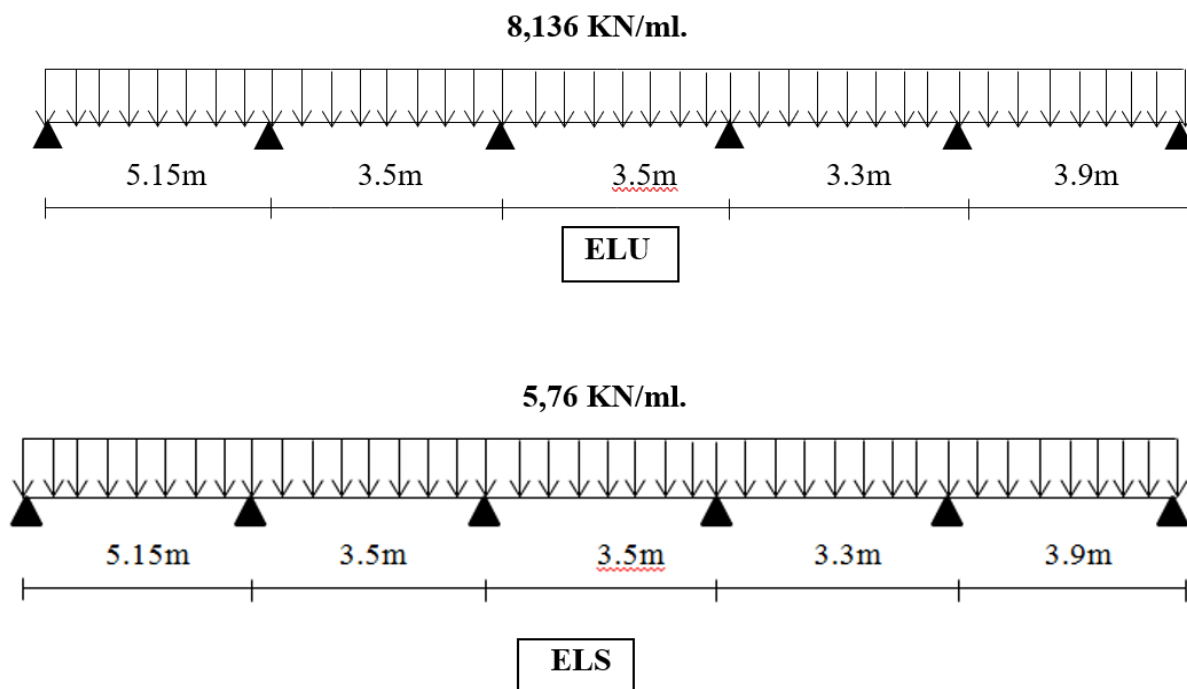


Figure III.2 Schémas statiques de type 02

Représentation des résultats de calcul

Plancher	Type	M _{appuis} (KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
RDC	1	16.281	10.1176	19.756
	2	19.088	18.777	24.656
	3	19.088	11.008	21.4864
Sous-sol (parking)	1	13.579	8.619	16.477
1^{er} étage (bureau)	2	15.921	15.960	20.565
	3	15.921	11.960	18.009
Étage courant	1	11.778	7.818	14.295
	2	13.809	14.412	17.837
	3	13.809	10.658	15.691
Terrasse inacc	1	12.710	8.848	15.425
	2	14.901	16.233	19.247
	3	14.901	11.841	16.890

Tableau III.2 Différents efforts pour l' ELU.

Plancher	Type	M _{appuis} (KN.m)	M T (KN.m)	T (KN)
RDC	1	11.526	7.572	13.985
	2	13.513	13.294	17.455
	3	13.513	9.917	15.211
Sous-sol (parking)	1	9.725	6.539	11.801
1^{er} étage (bureau)	2	11.402	11.430	14.728
	3	11.402	8.565	12.833
Étage courant	1	8.525	5.889	10.344
	2	9.994	10.431	12.91
	3	9.994	7.713	11.249
Terrasse inacc	1	9.281	6.602	11.262
	2	10.881	11.845	14.055
	3	10.881	8.647	12.248

Tableau III.3 Différents efforts pour l' ELS

III.2.4. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

Poutrelle type (2) niveau de RDC :

❖ ELU :

- En travée :

$$M_{\max} = 18.777 \text{ KN.m} = 0,01877 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} (d - h_0 / 2)$$

$$b = 0,6 \text{ m}, h_0 = 0,05 \text{ m}, h = 0,21 \text{ m}$$

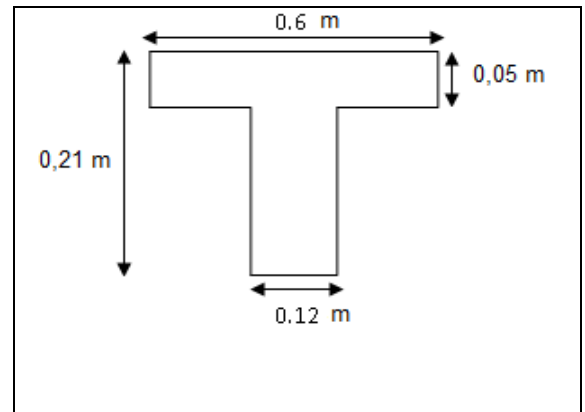


Figure III.3 Dimension de poutrelle

$$d = 0,9 h = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$M_t = 0,6 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - 0,025) = 0,0697 \text{ MN.m} \rightarrow \text{moment qui équilibre la table.}$$

$$M_U < M_t \text{ (l'axe neutre sera à l'intérieur de la table)}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.01877}{(0.6) \cdot (0.189)^2 \cdot (14.17)} = 0.0618$$

 $\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0797 \\ z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.1842 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.0797$$

$$z = 0.1842 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = F_e / y_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } A_{st} = 0.01877 / (348 (0.1842)) = 2.928 \text{ cm}^2.$$

Choix : $A_{st} = 3T12 = 3.39\text{cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 b.d \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{st} \geq 0.23 (0.6)(0.189) \frac{2.1}{400} = 1.37\text{cm}^2.$$

$A_{st} > 1.37 \rightarrow$ condition vérifiée.

- **En appuis :**

$$M_{\max} = 19.088 \text{ KN.m} = 0.019088 \text{ MN.m.}$$

$M_{\max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (60.21cm^2).

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 fbc} = \frac{0.019088}{(0.6). (0.189)^2. (14.17)} = 0.06285$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z. \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 0.0815$$

$$z = 0.183 \text{ M.}$$

$$A_{st} = \frac{0.019088}{348(0.183)} = 2.99\text{cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 1T14 + 1T12 = 2,67 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 b.d \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{st} \geq 0.23 (0.6)(0.189) \frac{2.1}{400} = 1.37\text{cm}^2.$$

$A_{st} > 1.37 \rightarrow$ condition vérifiée.

❖ ELS :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

- **En travée :**

$$M_u = 18.777 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13.513 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \gamma = 1.39$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.0797 < 0.451 \quad \text{C.V}$$

- **En appuis :**

$$M_u = 19.088 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13.513 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \gamma = 1.41$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.0815 < 0.451 \quad \text{C.V}$$

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

Armature transversale :• **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec : } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 21 \text{ cm, } V_u = 24.656 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,08 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28} / 1.5, 5Ma) = \min(3.33, 4) = \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (condition vérifiée).}$$

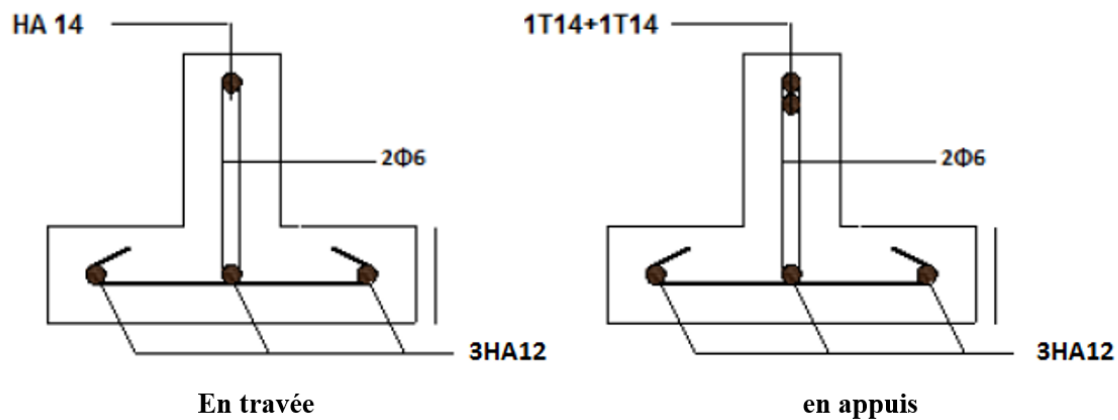


Figure III.1 : Disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (appuis et travée)

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\begin{aligned} \phi t &\leq \min\left(\frac{b}{35}, \phi \min, \frac{b}{10}\right) && \Rightarrow \phi t \leq \min\left(\frac{21}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right) \\ &&& \Rightarrow \phi t \leq \min(0.6, 1.2, 1.2) \\ &&& \Rightarrow \phi t = 6mm \end{aligned}$$

$$A_t = 2 \phi t 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \min, 30cm\right) && \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) \\ &&& \Rightarrow S_t = 5cm \end{aligned}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$.

- Zone courante :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \frac{h}{2} && \Rightarrow S_t \leq \frac{21}{2} \\ &&& \Rightarrow S_t = 10cm \end{aligned}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{At \cdot fe}{b0 \cdot ST} \geq \max \left(\frac{\tau u}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow 1.1 \geq 0.4 \dots\dots\dots C.V$$

- **Vérification aux glissements :**

En appuis : $v_u - \frac{Mu}{0.9 \cdot d} \leq 0$ avec $\begin{cases} Vu = 24.656 \text{ KN} \\ Mu = 18.777 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\Rightarrow = -85.69 < 0 \dots\dots\dots C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

- **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec } f_{admissible} = \frac{L}{500}$$

$$L = 4,4 \text{ m} \quad \Rightarrow f_{admissible} = 0.88 \text{ m}$$

Calcul de f:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times Ast \times \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.6 \times 0.21^3}{12} + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 4.86 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times ft28}{\varphi \times \left(2 + 3 \times \frac{b0}{b} \right)}$$

avec $\varphi = \frac{Ast}{b0 \cdot d} = \frac{2.260 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.21} \Rightarrow \varphi = 0.0089$ Donc: $\lambda_i = 4.5$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot ft28}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_{st} + ft28} \Rightarrow \mu = 0.23$$

$$l_{fi} = \frac{1.1 \times l_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \quad l_{fi} = 2.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times l_{fi}} = 0.00243 \text{ m}^{-1}$$

$$E_i = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$l_{fi} = (f_i \cdot 1,1 \cdot l_0) / (1 + (\lambda_i \cdot \mu)) \quad (\text{inertie fissure})$$

Donc: $f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0,154 \text{ m} < f_{admissible} = 0.88 \dots\dots\dots c. v$

• **L'encrage des barres :**

L_s : Longueur de scellement.

φ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_s = 0.6 \varphi_s^2 f_{ij} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors } L_s = \frac{16}{4} + \frac{400}{2.835} \Rightarrow L_s = 56.43 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 57 \text{ cm.}$$

On adopte un crochet à ($\theta = 90^\circ$) avec $\alpha = 1.87$ et $\beta = 2.19$

$$L = L_2 + R + \frac{\varnothing}{2} \quad \text{et } L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta \cdot R$$

$$\Rightarrow L_2 = 57 - (16 \cdot 10 \cdot \alpha) - \beta (5.5 \cdot 1,6). \Rightarrow L_2 = 4.63 \text{ cm.}$$

$$L = 46,3 + 5.50 \cdot 16 + \frac{1}{2} 16 \Rightarrow L = 14,2 \text{ cm.}$$

III.2.5. Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre $\varphi 5$ mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 = \frac{4 \cdot L}{f_e} \quad \text{avec } \begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa} \\ L = 60 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_1 \geq 0.48 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.24 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Donc : On adopte un treillis soude de $\varphi 5$ espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	A_{st} calculé		A_{st} choisie	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Sous-sol	2.49	3.31	3HA12	1T10
RDC	2.928	2.67	3HA12	1T10
Etage courant	2.24	2.73	3HA12	1T10
terrasse	3.40	3.02	3HA12	1T10

Tableau III.4 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

III.3. Étude de L’acrotère

L’acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimé à 100 kg/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

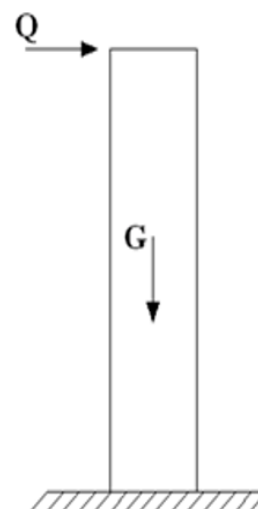
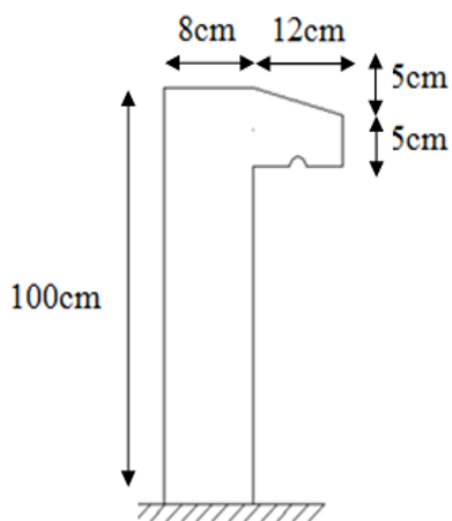


Figure III.4 Acrotère.

Figure III.5 Sollicitations de l’acrotère

III.3.1. Evaluation des charges**a) Charges permanentes :**

La surface de l'acrotère : $S = 0,089 \text{ m}^2$

- Poids propre de l'acrotère: $\dots\dots 25 \times 0,089 = 2.225 \text{ KN/ ml}$
- Revêtement : $\dots\dots 18 \times 2 \times 0,05 \times (1+0,08) = 1.944 \text{ KN/ ml}$

$$\mathbf{G = 4.169 \text{ KN/ ml}}$$

b) Charge d'exploitation :

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

❖ L'action des forces horizontales : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4A C_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,15$]
groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,23 KN.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 4.169 = 2.00112 \text{ KN.}$$

$F_p > 1,5 Q$ donc :

On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G = 4.169 \text{ KN/ml} \quad F_p = 2.0012 \text{ KN/ml}}$$

III.3.2. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

❖ **E.L.U :**

$$N_u = 1,35 * G = 5.628 \text{ KN}$$

$$M_u = F_p * h = 2.0012 \text{ KN.m}$$

$$T_u = F_p = 2.0012 \text{ KN}$$

❖ **E.L.S:**

$$N_{ser} = G = 4.169 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p * h = 2.0012 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = F_p = 2.0012 \text{ KN}$$

III.3.3. Ferrailage de l'acrotère

$h=8\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c = c'=2\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$

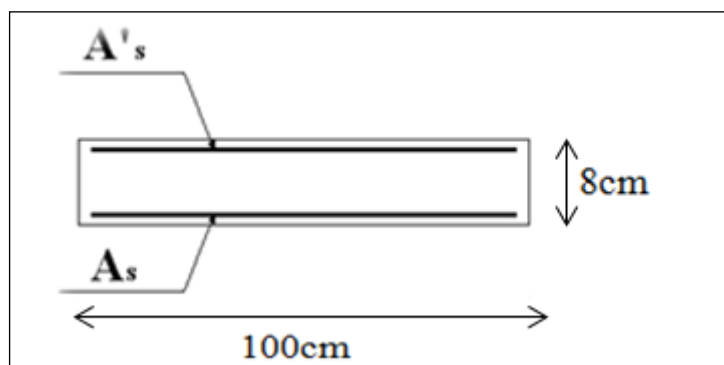


Figure III.6 Section transversal de l'acrotère

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.0012}{5.625} = 0.355 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - d' = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = 35 \text{ cm} > h/2 - d' = 2 \text{ cm}$$

Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

➤ **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_F = M_u + N_u (h/2 - c)$$

$$M_F = 2.0012 + 5.628 \times (0,02)$$

$$\text{D'où : } M_F = 2.11376 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0,0287 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont nécessaires).}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0365$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 7.094 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z\sigma_s} \Rightarrow A_s = 85.621 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$A_1 = A_s' \text{ et } A_2 = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 85.628 - (5.628 \times 10^3) / 348 = 69.455 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \text{ et } A_2 = 0.694 \text{ cm}$$

III.3.4. Les vérifications:

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45 \cdot d}{es - 0,185 \cdot d}$$

Avec : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.0012}{4.169} = 0.480m = 48 \text{ cm}$

$A_{min} = \frac{(0.23 \times 100 \times 7.2) \times \frac{2.1}{400} \times (48 - (0.45 \times 7.2))}{(48 - (0.185 \times 7.2))} = 0.833 \text{ cm}^2$

On remarque que $A_{calcul} = 0.694 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,833 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage se fera avec **A_{min}**

Soit **A_s = 5HA8/ml** avec un espacement **St = 100/5 = 20cm**

La section choisie est **5T6** avec **A_s = 1,41 cm²** et un espacement **St = 20 cm**

2) Armatures de répartitions :

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2$

Donc : La section choisie est **A_r = 3T6 = 0,85 cm²** avec un espacement **St = 20cm**.

3) Vérification a L'ELS :

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS.)

Avec : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ On prend $e_0 = 48 \text{ cm}$

On a $e_0 = 48 \text{ cm} > 2\text{cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$C = d - e_A$

Avec : $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52\text{cm} \Rightarrow C = -43\text{cm} \quad (C < 0)$

D'après le "**BAEL 91 modifié 99**", on doit résoudre l'équation suivant :

Y³_c + P Y_c + q = 0..... (*)

Y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

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

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

D'où :

$$P = -5481,10 \text{ cm}^2$$

$$q = 155582,26 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (*) devient :

$$Y_c^3 - 5481,10 Y_c + 155582,26 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -2.43 \cdot 10^{10}$$

On a :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0.998$$

$$\cos \varphi = -0,998 \Rightarrow \varphi = 177,06^\circ$$

$$a = 2\sqrt{-p/3} = 85.48$$

Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos(\varphi/3) = 43,99 \approx 44.00 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 41.46 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -85.46 \text{ cm}$

La solution qui convient : **$Y_c = 44,00 \text{ cm}$**

Car : $0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < h$

$$Y_{\text{ser}} = 44.00 - 43 = 1.00 \text{ cm}$$

Donc : **$Y_{\text{ser}} = 1,00 \text{ cm}$**

$$Y_c = 44,00 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$S = \frac{by_{SER}^3}{3} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,00^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,00)^2 = 1386,93 \text{ cm}^4$$

$$S = 1386,93 \text{ cm}^4$$

4) **Vérification des contraintes :**

➤ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_b = K \cdot Y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S} \times y_c \Rightarrow K = \frac{2,23 \times 10^3}{1386,93 \times 10^4} \times 440$$

$$K = 0,0707 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = 0,0707 \times 10,00 = 0,707 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = 0,707 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable.

5) **Vérification au cisaillement :** BAEL Art 7.4.3.1

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{25}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd}$$

$$V_U = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad CV$$

➤ **Vérification d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

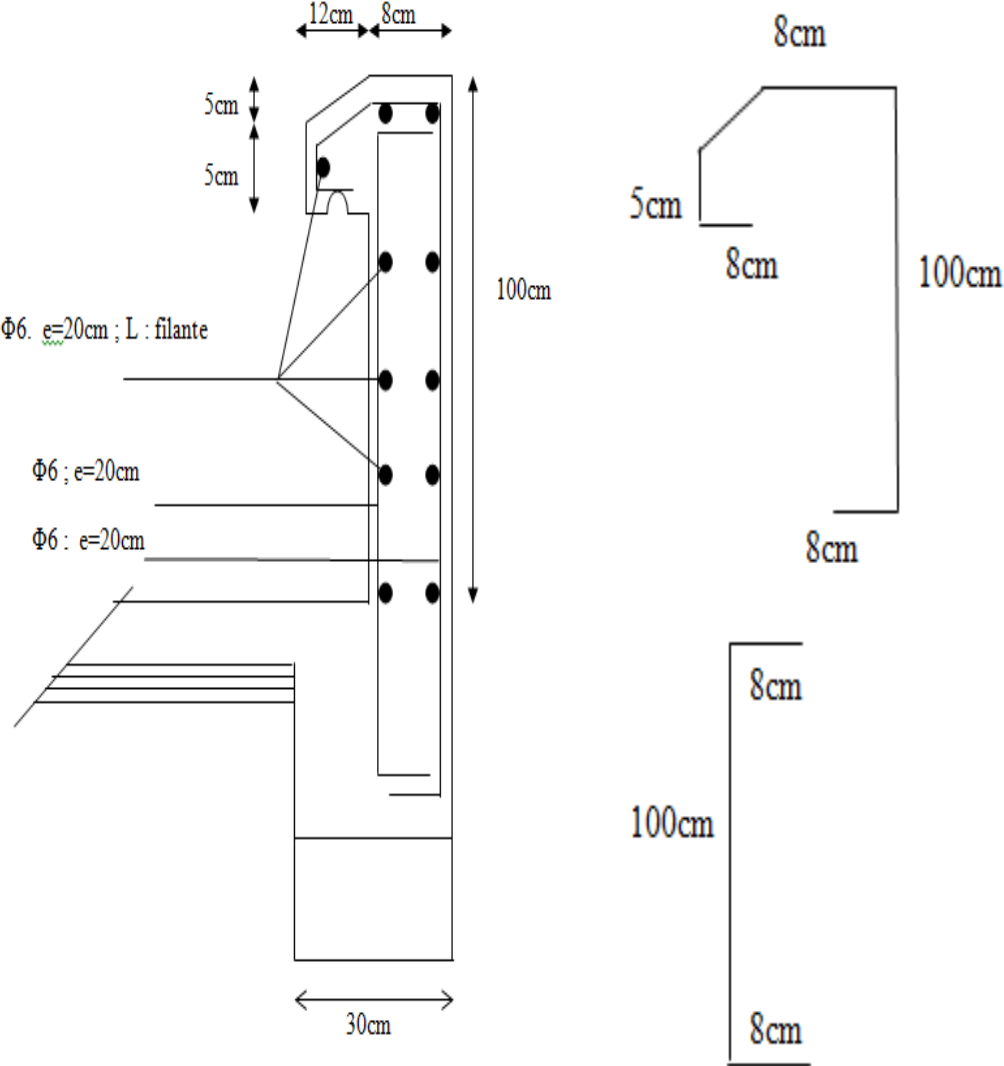


Figure III.7 Ferrailage de l'acrotère

III.4. Étude de la dalle pleine

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, on adopte une épaisseur de $h = 15 \text{ cm}$.

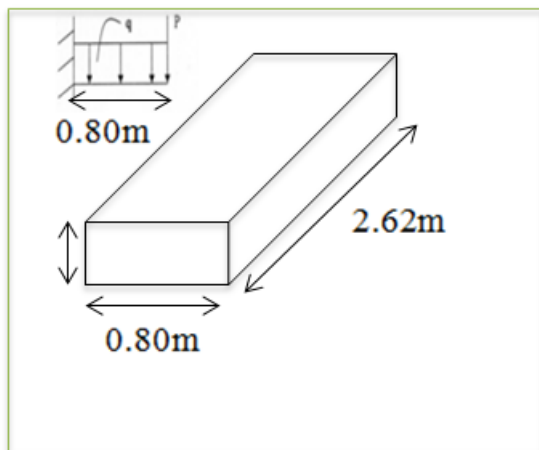
Le calcul se fera pour une bande de 1.00 m

III.4.1. Descente des charges :

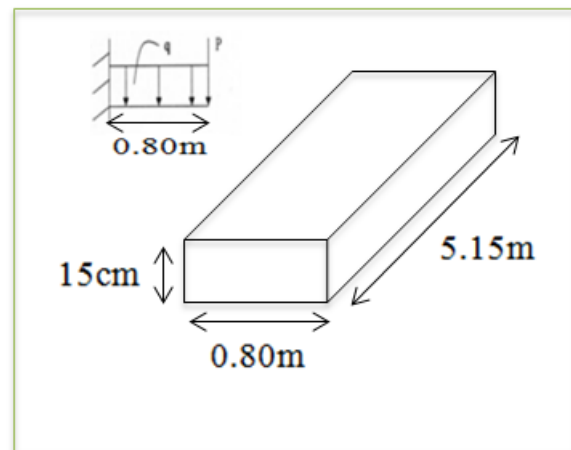
Niveau	Les différentes charges (kg/m^2)	
Etage courant	G (kg/m^2)	535
	Q (kg/m^2)	350
Terrasse	G (kg/m^2)	728
	Q (kg/m^2)	100

Tableau III.5 Les charges de la dalle pleine.

III.4.2. Les types des dalles pleines :



Type 01



Type 02

Figure 0III.8 Schéma statique des dalles pleines

Le calcul se fait comme une console.

III.4.3. Les charges d'étage courant

Le calcul se fait par une bande de 1 m .

$$G = 535 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 535 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 350 \text{ kg/ml}$$

$$\text{La charge } P = 150 \text{ kg/m} \times 0.80 \text{ m} \times 1 \text{ ml} = 120 \text{ kg}$$

III.4.4. Les combinaisons d'action

• ELU :

$$q_U = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad q_U = 1247,25 \text{ kg/ml}$$

$$P_U = 1,35P \quad \Rightarrow \quad p_U = 168 \text{ kg/ml}$$

• ELS :

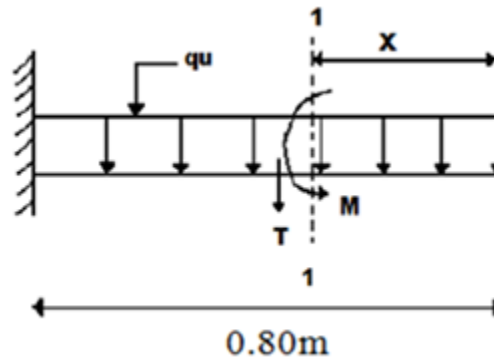
$$q_U = G + Q \quad \Rightarrow \quad q_S = 885 \text{ kg/ml}$$

$$p_U = P \quad \Rightarrow \quad p_S = 120 \text{ kg/ml}$$

III.4.5. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

❖ ELU :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,00\text{m}$



$$M(x) = -p_U x - q_U \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -162x - 1247.25 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(0.80) = -528.72 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -162 - 1247.25x =$$

$$X = -0.129 \text{ m} \notin [0, 0.80]$$

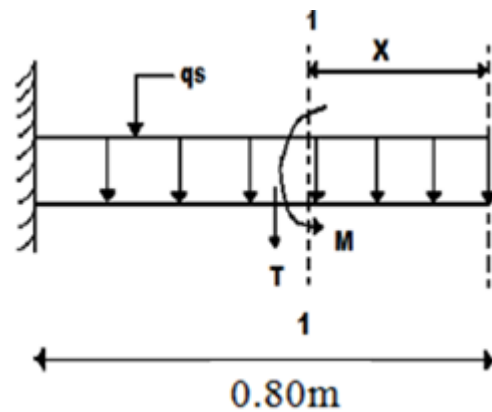
$$T(x) = p_U + q_U x$$

$$T(x) = 162 + 1247.25x$$

$$\begin{cases} T(0) = 162 \text{ kg} \\ T(0.80) = 1159.8 \text{ kg} \end{cases}$$

Figure 0III.9 Section 1-1 de la dalle à l'ELU

❖ ELS :



Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,00\text{m}$

$$M(x) = -ps \times -qs \times \frac{x^2}{2}$$

l'ELS

$$M(x) = -120x - 885 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg} \\ M(0.80) = -379.2\text{kg.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -120 - 885x = 0$$

$$\Rightarrow x = 0,135 \text{ m} \in [0, 0.80]$$

$$T(x) = ps + qs x$$

$$T(x) = 120 + 885 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 120\text{kg} \\ T(0.80) = 828 \text{ kg} \end{cases}$$

Figure 0III.10 Section 1-1 de la dalle à l'ELS

x (m)	ELU		ELS	
	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)
0	0	162	0	120
0.80	-528.72	-1159.8	-379.2	828

Tableau III.6 Récapitulatif de M et T de la dalle pleine.

III.4.6. Détermination du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

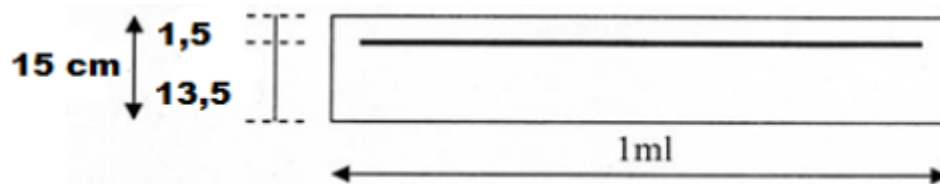


Figure 0III.11 Schéma du balcon

❖ ELU :

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm.}$$

$$b = 1 \text{ ml.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s$$

$$u_u = \frac{M_u \text{ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{528,72 \times 10^{-5}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,020.$$

$\Rightarrow u_u < 0,187 \Rightarrow$ Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 1,25 \times 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.025$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.025)$$

$$\Rightarrow z = 0.1335m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{528.27 \times 10^{-5}}{0.133 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1.14cm^2$$

Le choix : $A_{st} \Rightarrow 2T12$ de section $2.26cm^2/ml$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 0.23 \times b \times d \frac{ft28}{fe} \Rightarrow A_{st} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \frac{2.1}{400}$$

Donc : $2.26cm^2 > 1,63cm^2 \dots\dots\dots C.V$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.565 cm^2 /ml$$

Le choix : $A_r \Rightarrow 2T8$ de section $1.01cm^2/ml$

- ❖ **ELS :**

$$M_S = 379.2 \text{ Kg.m}$$

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

$$A_{st} = 2.26cm^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 2.26(13.5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} =$$

$$\Rightarrow x = 2.7cm$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times (2.7)^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (13.5 + 2.7)^2$$

$$I = 4610.196 \text{ cm}^4.$$

$$I = 4.61096 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4.$$

3. Calcul des contraintes :**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{379.2 \times 10^{-5} \times 0.027}{4.61096 \times 10^{-5}} = 2.220 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{379.2 \times 10^{-5} (0.135 - 0.027)}{4.6109 \times 10^{-5}} = 133.22 \text{ Mpa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles :**Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.6, 201.63) \quad \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa.}}$$

III.4.7. Les Vérifications :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 2.22 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 133.227 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C.V$$

$A_{min} = 0,5 \% b.h$ d'après RPA99.

$$A_{min} = 0,5 \% 100.15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 7 \text{ T12} = 7,92 \text{ cm}^2$

Avec : $st = 20 \text{ cm}$.

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le choix : $A_r \Rightarrow 4\text{T10}$ de section **3,14** cm²/ml.

5. Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = 1159.8 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \qquad \Rightarrow \tau_u = \frac{1159.8 \times 10^{-5}}{1 \times 0.135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.086 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ mpa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,086 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C.V$$

6. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \qquad \Rightarrow \frac{0.15}{1} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0.15 > 0.0625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

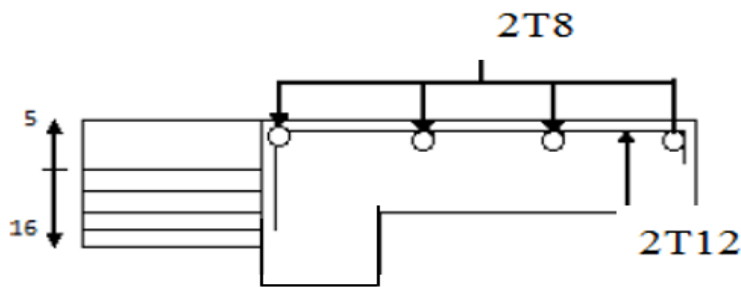


Figure III.12 Ferrailage de la dalle pleine de type 1 étage courant

Type d'escalier	Armature long (cm ²)		Armature de répartition (cm ²)	
Type 1,2	A _{st} calculé	F _{er} choisie	A _{st} calculé	F _{er} choisie
	1.14	2 T 12	0,85	2T 8

Tableau III.7 Récapitulation des résultats de ferrailage.

III.5. Etude de la dalle machine

III.5.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.5.2. Prédimensionnement

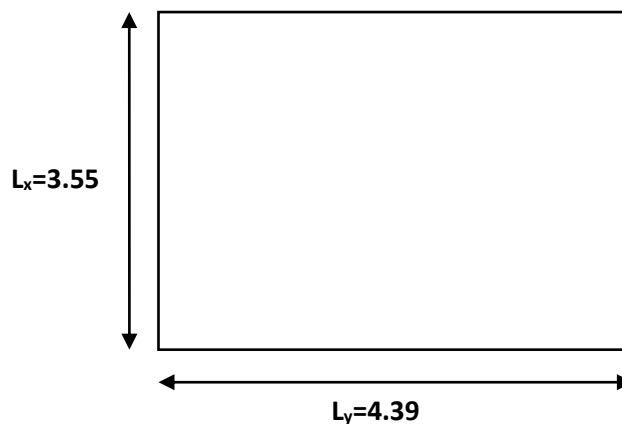
La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} = \frac{355}{50} \leq e \leq \frac{355}{40}$$

$$7.1 \text{ cm} \leq e \leq 8.875 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

On prend : $e=25\text{cm}$

III.5.3. Détermination des charges et surcharges**Charges permanentes :**

- Poids de la dalle machine supportée..... 50,00 kN/m²
- Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25$ kN/m²

$$G=56,25 \text{ kN/m}^2$$

a. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2$$

III.5.4. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

III.5.5. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ" :

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.39} = 0.8086 < 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

❖ E.L.U :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0561 \Rightarrow M_x = 54.748 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.5959 \Rightarrow M_y = 32.624 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0, 85 * M_x = 46.535 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0, 85 * M_y = 27.730 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 * M_x = 16.424 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 * M_y = 9.7872 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 16.424 \text{ KN.m}$$

III.5.6. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

- **Ferrailage en travée**

Dans le sens "L_x" :

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

M_{tx} (kNm)	μ	A'_s (Cm ²)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (Cm ²)	Choix	A^{adp}_s (Cm ²)
46.535	0,0123	0	0,084	21.74	6.15	8T10	6.28

Tableau III.8 Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < MIN (3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

a. Dans le sens "Ly" :

On a : b=100cm; h=25cm; d=d_x-Ø_x=21,7cm; c=2cm; σ_{bc}=14,17MPa; σ_s=348MPa

M_{ty} (kNm)	μ	As' (Cm ²)	α	Z (Cm)	A^{cal}_s (Cm ²)	Choix	A^{adp}_s (Cm ²)
27.730	0,0415	0	0,053	21,24	3.75	5T10	3.93

Tableau III.9 Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < Min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Ferrailage sur appuis :

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

M_a (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)
16.424	0,0228	0	0,0289	22,239	2.12	5T8	2,51

Tableau III.10 Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm (sens x - x) & \dots\dots\dots vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h; 45cm) = 45cm (sens y - y) & \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

- Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$$

$$T_x = \frac{qu L_x L_y}{2L_x + L_y} = 105.033 KN$$

$$T_y = \frac{qu L_x}{3} = 91.635 KN$$

$$T_u^{\max} = \max (T_x, T_y) = 105.033 KN$$

$$\tau_u = \frac{105.033 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.466 MPa < \bar{\tau}_u = 1.25 MPa$$

III.5.7. Vérification a l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

• **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

• **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 MPa$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.808 \quad ; \quad q_{ser} = 57.25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- $M_x = u_x q_{ser} L_x^2$
- $M_y = u_y M_x$

❖ **E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0561 \Rightarrow M_x = 40.475 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.5959 \Rightarrow M_y = 24.12 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0, 85 * M_x = 34.403 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0, 85 * M_y = 20.502 \text{ kN.m}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0,3 M_x; 0,3 M_y) = 12.142 \text{ kN.m}$$

1- **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

2- **Moment d'inertie :**

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M _t (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	as (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée (x-x)		34.403	6.28	2.028	44891.68	1,87	Vérifiée	14,96	Vérifiée
ée (y-y)		20.502	3.93	1.620	28831.24	1,67		13,10	
Appuis		12.142	2,51	3,756	14995,26	0,66		5,28	

Tableau III.11 Les contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

a. Vérification de la condition de non fragilité :

h=25cm ; b=100cm

$$On a : \begin{cases} Ax \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.9728 \text{ cm}^2 \\ Ay \geq \rho_0 bh = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$Avec : \begin{cases} \rho_0 = 0.8 \text{ ‰ pour les barres a haute adhérence} \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.808 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : A_x = 2,51cm²/ml > 1.9728cm².....vérifiée.

En travée : A_x = 2,51cm²/ml > 1.9728cm².....vérifiée.

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : A_y = 2,51cm²/ml > 1.8cm².....vérifiée.

En travée : A_x = 2,51cm²/ml > 1.8cm².....vérifiée.

b. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx} \\ * \frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \\ * \frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2.8169 > 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 2.8169 > 0.028 a 0.037 \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.00279 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion

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

III.6. Etude d'escalier

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple.

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une Construction.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

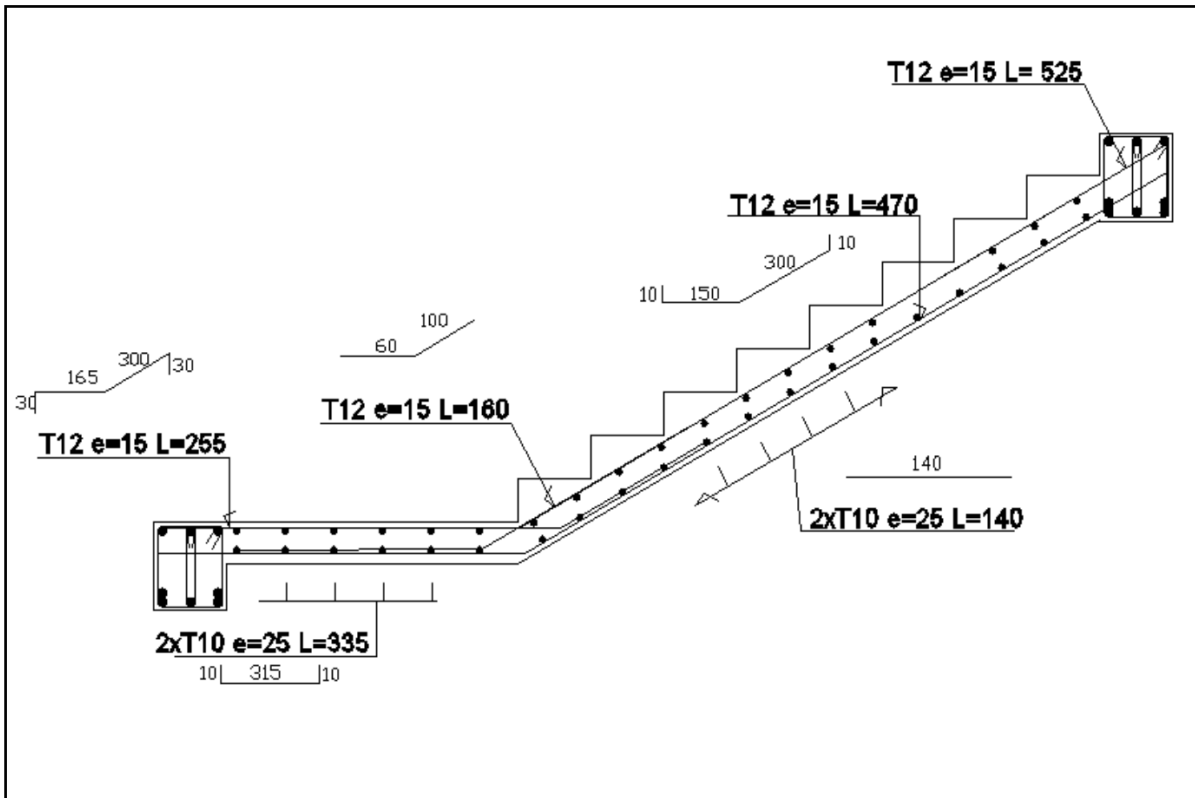
La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément répartie.

III.6.1. Composition des escaliers

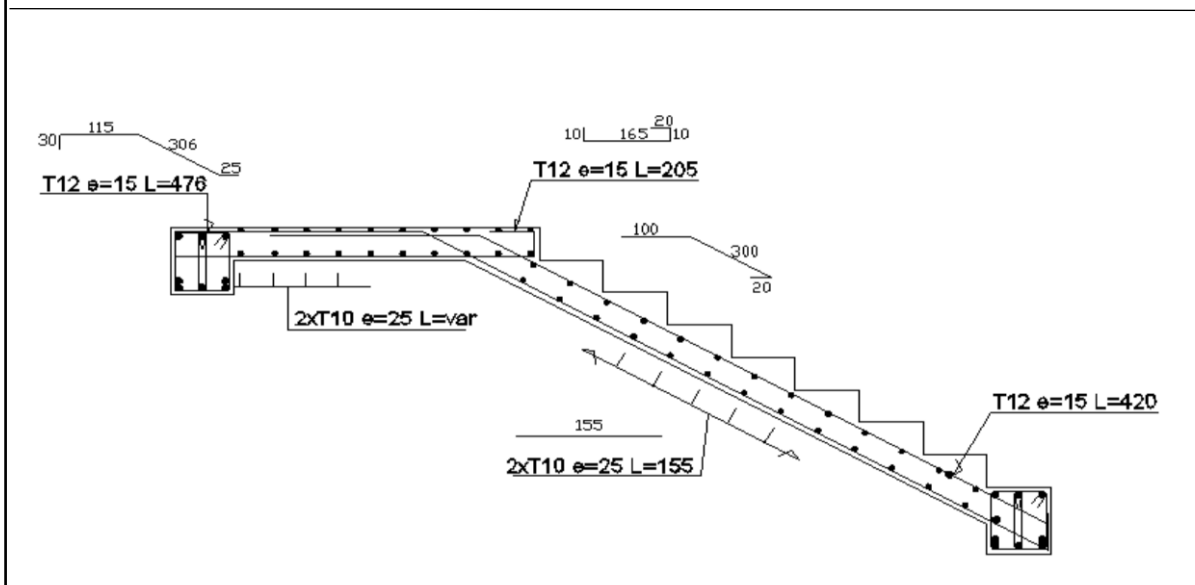
Il est caractérisé par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches

III.6.2 Types des escaliers



Type1 : escalier au niveau de commerce



Type2 : escalier au niveau de commerce.

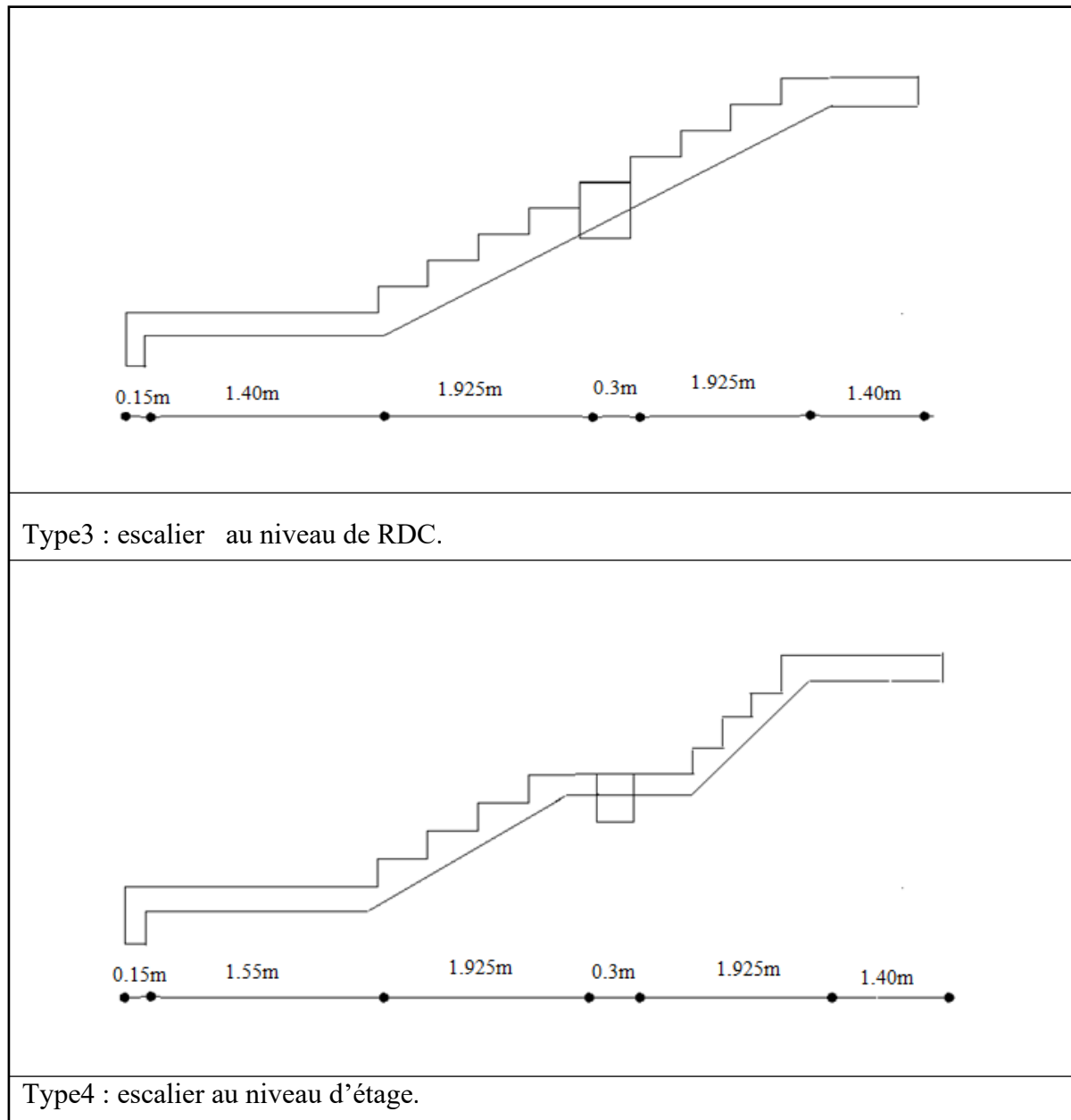


Figure III.13 Types des escaliers

III.6.3. Evaluation des actions

Les escaliers sont sollicités par les actions suivantes :

- Action permanente (poids propre G).
- Action variable (surcharges d'exploitation Q)

Calcul des sollicitations

	Palier	Palliasse
Charges permanentes (G) kN/ml	5.11	6.88
Charges d'exploitation (Q) kN/ml	2.5	2.5

Tableau III.12 Les sollicitations d'escaliers

Combinaisons du calcul :

On a :

A L'ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

A L'ELS : $P_{ser} = G + Q$

	Palier	Palliasse	Mur extérieur
P_u (Kn/ml)	10.64	13.038	2.16
P_{ser} (kn/ml)	7.61	9.38	1.7

Tableau III.13 Les combinaisons d'actions.

Diagramme des sollicitations

On fait un exemple bien détaillé pour le premier type

a) Type 01 :

Les schémas statiques

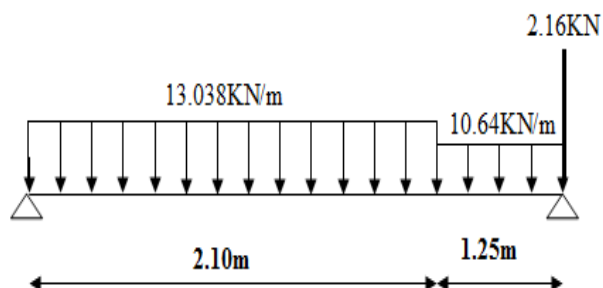


Figure III.14 Schéma statique à L'ELU

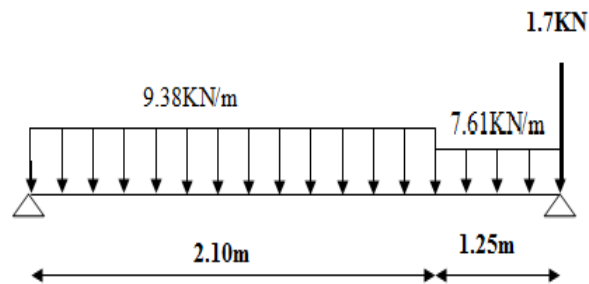


Figure III.15 Schéma statique à L'ELS

Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant

Troncon	T(Kn)		M (kn)	
0m ≤ x ≤ 2.10m	0m	2.10m	0m	2.10m
	21.297	-6.1008	0	15.937
0m ≤ x ≤ 1.25m	0m	1.25m	0m	1.25m
	21.08	6.1008	0	15.937

Tableau III.14 Moment fléchissant et l'effort tranchant

$$T(X) = - 13.038(x) + 21.297 = 0$$

$$x = 1.633m$$

$$M_{max} = - 6.51 (1.633)^2 + 21.297 (1.633)$$

$$M_{max} = 17.417 \text{ kN.m}$$

III.6.4 Calcul des efforts :

Les diagrammes des efforts internes seront les suivants :

- **ELU :**

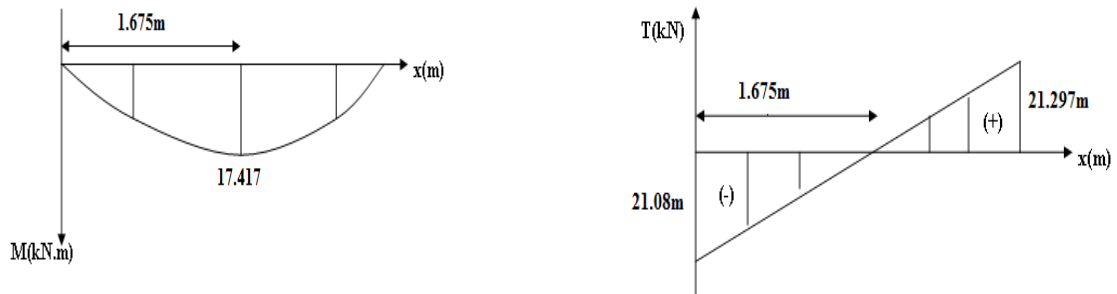


Figure III.16 Diagrammes des moments et d'efforts tranchants à l'ELU

- **ELS :**

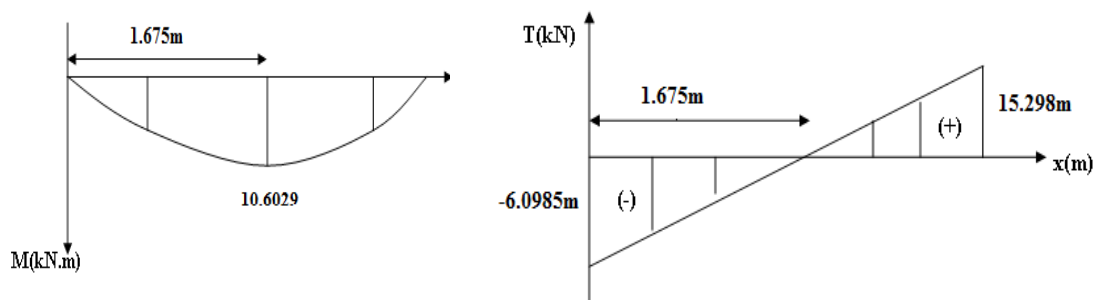


Figure III.17 Diagrammes des moments et d'efforts tranchants à l'ELS

Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments

- $M_{Zmax} = 17.417 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.5 \quad M_{zmax} = -0.5 \times 17.417 = -8.708 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 \quad M_{zmax} = 0.85 \times 17.417 = 14.804 \text{ KN.m}$

L'ETAT	M appuis (KN.m)	M travée (KN.m)
ELU	8.708	14.804

Tableau III.15 Récapitulatif des moments.

❖ À L'ELS :

Calcul des réactions :

$$\sum F_y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B = P_1(2.7) + P_2(1.2) + F$$

$$R_A + R_B = 9.38(2.10) + 7.61(1.25) + 1.7$$

$$R_A + R_B = 30.9105 \text{ KN}$$

$$\sum /_A = 0 \quad R_B(3.35) - (P_1 \times 2.10) \times (2.10/2 + 1.25) - P_2(1.25^2/2) = 0$$

$$R_B = 15.298 \text{ KN}$$

$$R_A = 15.611 \text{ KN}$$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Tronçon	T(KN)		M (KN.m)	
$0 \text{ m} \leq x \leq 2.1 \text{ m}$	0 (m)	2.1(m)	0 (m)	2.1(m)
	15.298	-4.4	0	11.4429
$0 \text{ m} \leq x \leq 1.25 \text{ m}$	0 (m)	1.2(m)	0 (m)	1.2(m)
	-6.0985	-4.4	0	11.429

Tableau III.16 Moment fléchissant et de l'effort tranchant.

$$T(X) = -9.38(x) + 15.298 = 0 \leftrightarrow x = 1.631 \text{ m}$$

$$M_{max} = -4.69(1.631)^2 + 15.298(1.631) \leftrightarrow M_{max} = 12.474 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments **M max** au niveau des appuis et en travée.

Donc :

- Aux appuis : $M_{Sa} = -0,5 \text{ MZ max}$
- En travées : $M_{St} = 0.85 \text{ MZ max}$

L'ETAT	$M_{\text{appui}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELS	6.237	10.6029

Tableau III.17 Récapitulatif des moments.

Les moments max dans les quatre cas sont représenté dans le tableau suivant :

	ELU				ELS	
	$M_{\text{umax}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{app}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{tr}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{smax}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{app}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{tr}} \text{ (KN.m)}$
Type 01	17.471	-8.708	14.804	12.474	-6.237	10.629
Type 02	32.273	-16.11	27.432	29.00	-14.5	24.65

Tableau III.18 Les moments max dans les quatre types d'escaliers.

III.6.5. Ferrailage

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable

En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur :

- Exemple de calcul : (travée de type 02)

1 Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m largeur et de

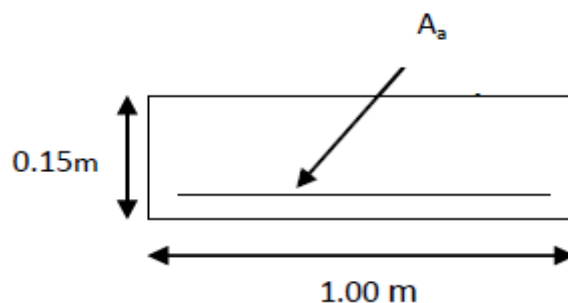
0.15m d'épaisseur

$$M_{tr} = 27.432 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 0.106$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{27.432}{24.65} = 1.11$$



$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.11 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.199$$

D'où :

$$\mu_{bu} = 0,106 < \mu_{lu} = 0,199 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}.$$

$$\mu_{bu} < 0,199 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0,6 \times 0,106) = 12.64 \text{ cm.}$$

$$At = \frac{Mu}{Z_b \times f_e} = 6.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } As = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } St = 15 \text{ cm.}$$

2 Armatures de répartition :

Exemple de calcul : (travée de type 02)

$$Ar = \frac{As}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } St = 25 \text{ cm.}$$

1 Armatures longitudinales :

Exemple de calcul : (appui de type 02)

$$M_a = 16.11 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.11}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.062$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{16.11}{14.5} = 1.11$$

$$10^4 \mu_{bu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.11 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.19$$

D'où :

$$\mu_{bu} = 0,062 < \mu_{lu} = 0,199 \Rightarrow A'=0 \text{ (section simplement armée –SSA–)}.$$

$\mu_{bu} < 0,199 \Rightarrow$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,135 (1 - 0,6 \times 0,062) = 12,99 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_e} = \frac{16,11 \times 10^6 \times 10^{-2}}{12,99 \times 348} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 15 \text{ cm}$.

2 Armatures de répartition :

Exemple de calcul : (appui de type 01)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Type 01		Type 02	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	14.804	8.708	27.432	16.11
A_s' (cm²)	0.00			
A_s (cm²)	3.26	1.89	6.23	3.56
A_{min} (cm²)	1.63			
A_{adop} (cm²)	6HA10 = 4.71	6HA8 = 3.02	6HA12 = 6.79	6HA10 = 4.71
A_r (cm²)	4HA8 = 2.01			

Tableau III.19 Les armatures de répartition d'escaliers (type 01 et 02).

III.6.6. Les vérifications

❖ L'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

$$KY = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{bh^3}{3} + 15[As(d-y)^2 + As'(y-d)^2] & \text{moment d'inertie} \\ \frac{by^2}{2} + n(A+A')y - n(ad-ad') = 0 & Y: \text{position de l'axe neutre} \end{cases}$$

2 Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

	Type 01		Type 02	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Ms (KN.m)	10.629	6.237	24.65	14.5
Y (cm)	1.135	0.873	1.543	1.184
I (cm⁴)	7545.42	7545.42	13482.985	13482.985
σ_s (MPa)	278.69	166.99	341.70	211.90
σ̄_s (MPa)	348			
σ_s ≤ σ̄_s	Condition vérifiée			
σ_{bc} (MPa)	1.598	0.72	2.82	1.27
σ̄_{bc} (MPa)	15			
σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	Condition vérifiée			

Tableau III.20 Vérification des contraintes dans l'acier et de béton.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91) :

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

- **Armatures longitudinales** : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$
 $S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.
- **Armatures de répartition** : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$
 $S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{ft28}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) 2.5\text{Mpa} \text{ (la fissuration est préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \times d} = \frac{29 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.214\text{Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots c. v$$

Calcul de l'ancrage :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times ft28 \text{ avec } \Psi_s = \begin{cases} 1.5 : \text{barre HA} \\ 1 : \text{acier rond lisse} \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84\text{Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Vérification à l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$: est la somme des périmètres des barres ($\Sigma \mu_i = n\pi\Phi$ avec n est le nombre des barres).

$$\tau_{se} = \frac{29 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 236.76} = 1.008\text{Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times ft28 = 3.15\text{Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.008 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de la flèche

Pour que la flèche soit vérifiée il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M0} \\ \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{15}{505} = 0.029 \leq \frac{1}{16} = 0.16 \quad (\text{condition non vérifiée})$$

Donc on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5qs \times L^4}{348 \times Ev \times I}$$

Avec :

$q_s = \max(\text{palier, volée}) = (5.11 \text{ KN/ml} ; 6.88 \text{ KN/ml}) = 6.88 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différée = 10818,86MPa

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15 \times A = 1593.45 \text{ cm}^2$$

$$s / xx = \frac{b \times h^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{b \times h^2}{2} \times 15As \times d$$

$$s / xx = 12511.575 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{s / xx}{B_0} = 7.851 \text{ cm.} \quad ; V2 = h - V1 = 15 - 7.851 = 7.149 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} [V1^3 - V2^3] + 15[A1(V2 - c)^2]$$

$$I = 8453.818 \text{ cm}^3.$$

$$F = 7.029 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.7029 \text{ mm.}$$

$$\text{on a : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm} = 10.1 \text{ mm}$$

$$f = 0.7029 \text{ mm} \leq f_{\text{admissible}} = 10.1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

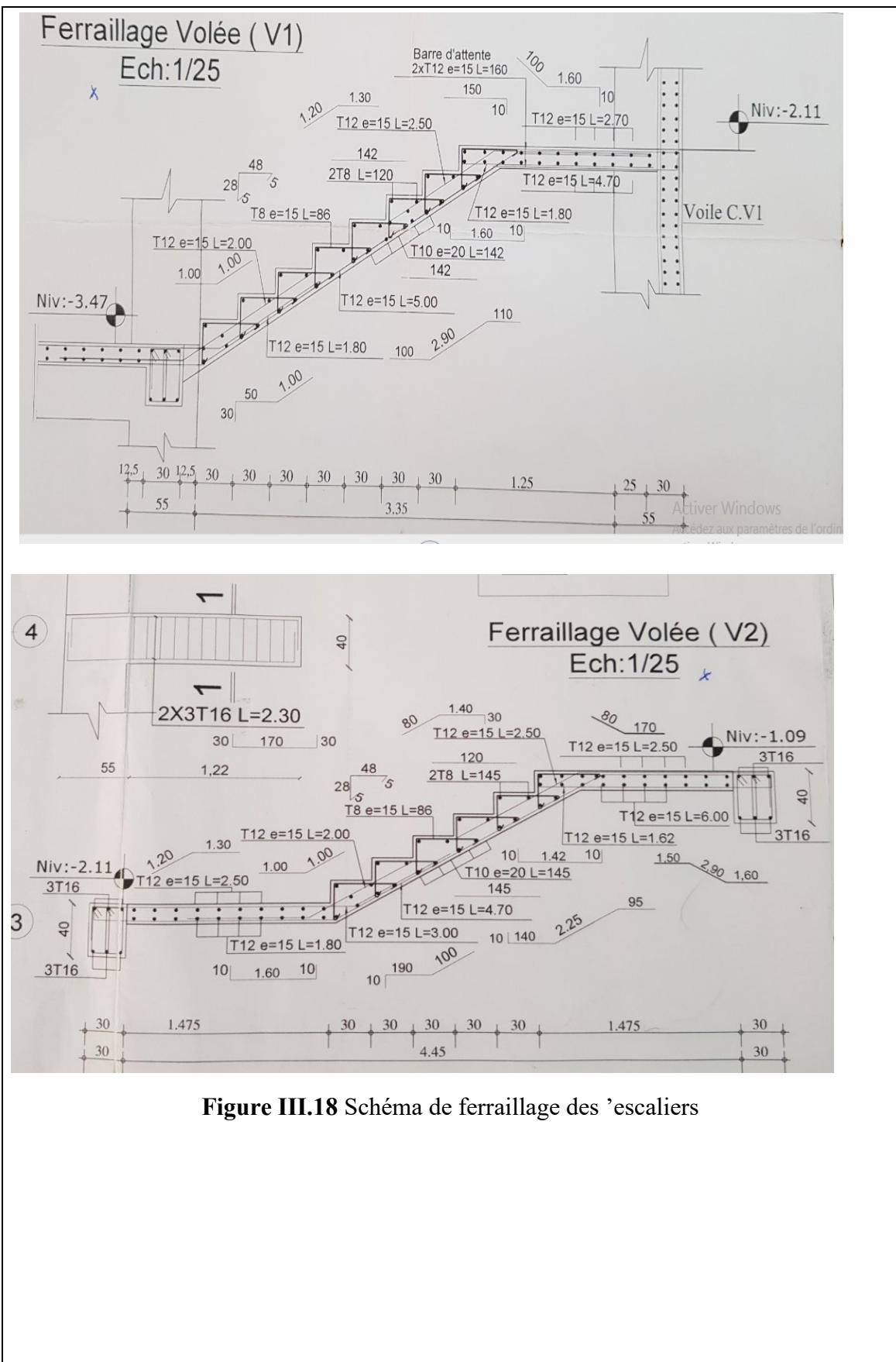


Figure III.18 Schéma de ferrailage des 'escaliers

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

IV.3. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

IV.3.1. Méthode d'analyse modale spectrale

- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

- Principe :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.3. Méthode statique équivalente

- Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

N.B : Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ; alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse

❖ Classification de site

D'après l'article (3.3 RPA99version2003); les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- ✓ Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble) .

Catégorie	Description	qc (MPa)	N	P1 (MPa)	Ep (Mpa)	qu (MPa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	>800
S2	Ferme	> 15	> 2	> 2	> 20	> 0.4	400-800
S3	Meuble	1.5-15	1-2	1-2	5-20	1-0.4	200-400
S4	Très meuble	< 1.50	< 10	< 1	< 5	< 0.4	100-200

Tableau IV.1 Classification de site.

❖ Coefficient d'accélération A :

- Zone (2) D'après la classification sismique de wilaya de Bouira (RPA 99).
- L'ouvrage est classé en groupe d'usage **2** puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

❖ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de portiques contreventés par des voiles tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

D'après l'article **3.4**. RPA99 version 2003 la hauteur de notre structure ne dépasse pas les 10 niveaux ou 33m, on est dans le cas d'un système 4b. **R = 4**

❖ Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum pq$$

Critère q	P _q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les files de contreventement	0.00	0.00
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	0.00
$\sum q$	0.20	0.20

Tableau IV.2 Valeurs des pénalités.

P_q : pénalité à retenir selon le critère de qualité q. (Tableau 4.4 : RPA 99V2003)

Sens longitudinal → Q_x = 1 + 0.20 = **1.20**

Sens transversal → Q_y = 1 + 0.20 = **1.20**

❖ Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{formule 4.3 : RPA 99}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 7 % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} \Rightarrow \eta = 0.88$

❖ Période T1 et T2 du site considéré :

$$\left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \\ T2 = 0.50 \end{array} \right.$$

❖ Spectre de réponse de calcul :

$$(S_a / g) = \left\{ \begin{array}{ll} 1,25A [1+ (T/T1) (2,5\eta (Q/R) -1)] & 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T2/T)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{array} \right.$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

- **Groupe d'usage 2** : ouvrages courants et d'importance moyenne
- **Zone II** : sismicité moyenne.
- **Site S3** : T1= 0,15 s et T2=0,5 s.
- **A=0.15** : coefficient d'accélération de zone « RPA99 Version 2003 ».
- **Q=1.20** : coefficient tenant compte de la qualité « formule 4.4 du RPA99 ».

c. Le spectre de réponse :

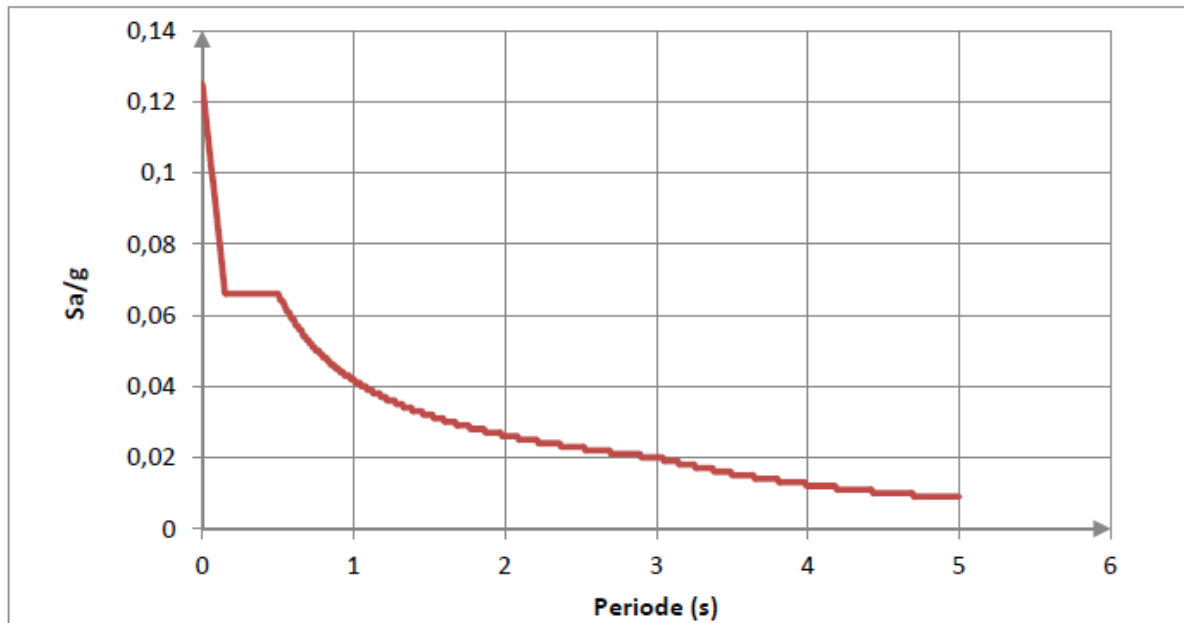


Figure IV.1 Diagramme de spectre de réponse

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

Notre cas c'est le 4^{ème} cas donc on travaille avec la formule suivante :

$$T = C_T * h_N^{3/4}$$

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31.**

$$C_T = 0,05 \rightarrow T_1 = 0,05 * (30,36)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,646s$$

$$T = (0,09 * hn) / \sqrt{D}$$

$$D_x = 23,96 \text{ m et } D_y = 22,05 \text{ m}$$

$$T2 = (0.09 * hn) / \sqrt{D} = (0.09 * 30.36) / \sqrt{23.96} = 0.558s$$

$$T3 = (0.09 * hn) / \sqrt{D} = (0.09 * 30.36) / \sqrt{22.05} = 0.581s$$

$$T = \min (T1, T2, T3) = 0,558 s$$

Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$0 < T < T2 \quad \rightarrow \quad D = 2,5 n$$

$$T2 < T < 3s \quad \rightarrow \quad D = 2,5 n (T2 / T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \quad \rightarrow \quad D = 2,5 n (T2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3}$$

Le coefficient dynamique moyen DX= 2.0447

Le coefficient dynamique moyen DY= 1.9904

IV.5. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)
- $G + Q \pm 1,2 \times E$
- $G + Q \mp E$
- $0,8 \times G \pm E$

IV.6. Modélisation

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (**notion de diaphragme**).

IV.7. Poids total de la structure "W"

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

$$WT = \Sigma w_i$$

Avec $W_i = W_{gi} + Bw_{qi}$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation

B: coefficient de pondération (d'après RPA99 ; $B = 0,2$)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Wi (KN)	
Somme	51689.98 KN.

Tableau IV.3 La somme des Poids des différents niveaux.

IV.8. Les données géométriques

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

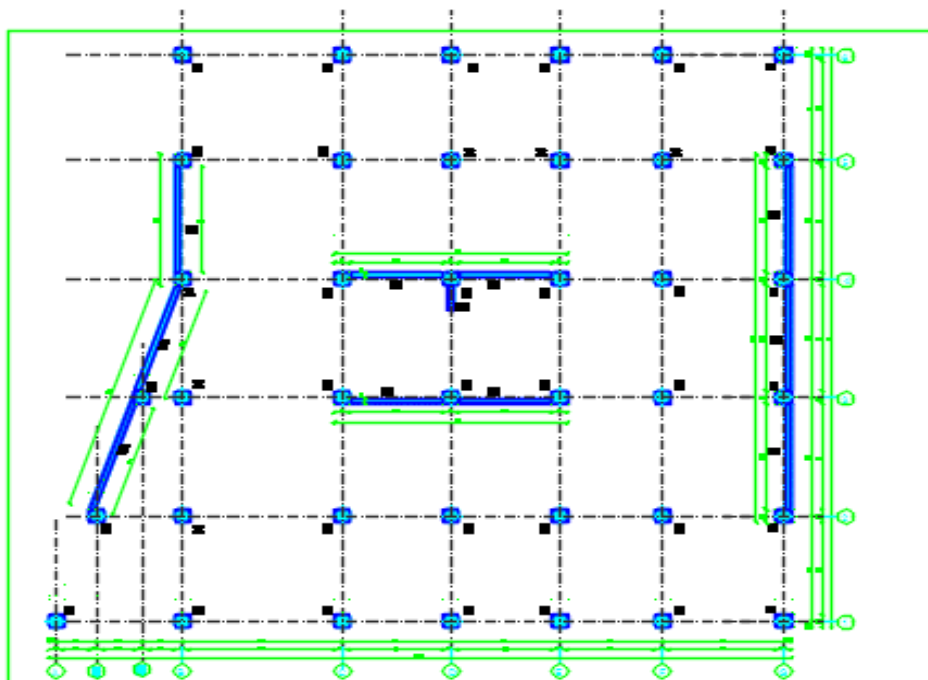


Figure VI-0-1 Position des voiles

IV.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente:

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le

(RPA99/2003 art4.2.3) par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

- $W = 51689.98 \text{ KN}$
- $D_x = 2.0447$
- $D_y = 1.9904$
- $A = 0.15$
- $Q = 1.20$
- $R = 4$

D'où :

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.0447 \times 1.20}{4} \times 51689.98 \quad \Rightarrow V_x = 4756.0725 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.9904 \times 1.20}{4} \times 51689.98 \quad \Rightarrow V_y = 4629.7681 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{stat}}$$

	Vstat (KN)	0.8v stat (KN)	V dym (KN)	Vérification
Sens-x	4756.0725	3804.858	4655.62	Ok
Sens-y	4629.7681	3703.814	4666.95	Ok

Tableau IV.4 Des forces statiques et dynamiques.

IV.10. Résultats de calcul

Mode	Période	Facteur de participation massique					
		UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	0.523331	1.6047	68.3468	0	1.6047	68.3468	0
2	0.328656	68.7327	1.7808	0	70.3375	70.1276	0
3	0.298112	1.0819	0.4508	0	71.4194	70.5784	0
4	0.133908	0.4839	17.9484	0	71.9033	88.5268	0
5	0.087003	17.5934	0.6707	0	89.4995	89.1976	0
6	0.08041	0.9628	0.0817	0	90.4595	89.2793	0
7	0.064342	0.1734	5.5079	0	90.6328	94.7871	0
8	0.045296	3.3984	0.3163	0	94.0312	95.1034	0
9	0.042319	0.2254	1.6834	0	94.2566	96.7868	0
10	0.040225	0.1969	0.4471	0	94.4535	97.4519	0
11	0.03162	1.5506	0.2179	0	96.0041	97.4519	0
12	0.031627	0.131	0.9419	0	96.1351	98.3938	0

Tableau IV.5 Période et facteur de participation massique.

IV.11. Stabilité de l'ensemble

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4, 2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

On a : $T = 0.646s < 0,7 \Rightarrow F_t = 0KN$

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

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

F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	W_i (KN)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	F_x (KN)	F_y (KN)	F_{xi}	F_{yi}
9 ^{em} étage	453,4547	30,36	13766,884	859,541	1070,422	3184,206	178,019
8 ^{em} étage	452,2311	27,47	12422,788	1239,868	1577,234	3889,454	227,467
7 ^{em} étage	452,3535	24,58	11118,849	1564,111	1905,516	3907,697	271,000
6 ^{em} étage	453,7958	21,69	9842,83	1857,846	2282,915	3521,089	284,999
5 ^{em} étage	452,0843	18,80	8499,184	2105,631	2610,341	2768,455	280,868
4 ^{em} étage	452,5728	15,91	7200,433	2308,310	2883,159	1965,776	257,435
3 ^{em} étage	452,5728	13,02	5892,497	2473,416	3106,575	1097,117	222,489
2 ^{em} étage	452,9589	10,13	4588,473	2610,009	3282,174	815,190	187,052
1 ^{er} étage	452,3785	7,24	3275,220	2724,851	3425,342	599,344	164,882
RDC	452,9748	4,35	1970,440	2762,98	3473,271	197,477	66,752
Somme			78577,598		$\sum F_i \cdot Z_i$	21945,805	21840,963

Tableau IV.6 Distribution verticales et horizontales de la force sismique.

IV.12. Vérification du déplacement inter-étage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à :

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

Sens x-x :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_{kx} (cm)	1 % H _{étage} (cm)
9^{ème} étage	3.49	17.45	1.80	2.89
8^{ème} étage	3.13	15.65	1.30	2.89
7^{ème} étage	2.87	14.35	1.40	2.89
6^{ème} étage	2.59	12.95	1.45	2.89
5^{ème} étage	2.30	11.50	1.50	2.89
4^{ème} étage	2.00	10.00	1.55	2.89
3^{ème} étage	1.69	8.45	1.55	2.89
2^{ème} étage	1.38	6.90	1.50	2.89
1^{er} étage	1.08	5.40	1.45	2.89
RDC	0.79	3.95	1.35	4.35

Tableau IV.7 Valeurs des déplacements relatifs.

Sens y-y

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_{ky} (cm)	1 % $H_{\text{étage}}$ (cm)
9 ^{ème} étage	2.26	11.30	0.65	2.89
8 ^{ème} étage	2.13	10.65	0.90	2.89
7 ^{ème} étage	1.95	9.75	0.95	2.89
6 ^{ème} étage	1.76	8.80	1.00	2.89
5 ^{ème} étage	1.56	7.80	1.05	2.89
4 ^{ème} étage	1.35	6.75	1.20	2.89
3 ^{ème} étage	1.11	5.55	0.90	2.89
2 ^{ème} étage	0.93	4.65	1.05	2.89
1 ^{er} étage	0.72	3.60	1.00	2.89
RDC	0.52	2.60	0.90	4.35

Tableau IV.8 Valeurs des déplacements relatifs.

Conclusion

Les déplacements inter -étage sont inférieurs aux valeurs limites imposées par le RPA99/version 2003.

IV.13.Vérification de l'effort normale réduit

Vérifications prescrites par le RPA paragraphe 7.1.3.3 page 59

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section brute.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Poteaux	N_u [KN]	B_c [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0.3$	Observation
P1	2140.8	55×55	25	0.283	Vérifiée
P2	1751.6	50×50	25	0.280	Vérifiée
P3	1362.3	45×45	25	0.269	Vérifiée
P4	778.5	40×40	25	0.194	Vérifiée
P5	389.2	35×35	25	0.127	Vérifiée

Tableau IV.9 vérification de l'effort normal réduit.

Nota :

Notre système de contreventement c'est le système 3.4.A.2 page 32 RPA 99.2003 ;

Système de contreventement constitué par des voiles porteur en béton armé.

Dans notre cas les portiques ne reprennent que 21% des charges vertical total.

IV.14. Justification vis-à-vis de l'effet de P-Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk. \Delta k}{Vk. hk} \leq 0.10$$

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

ΔK : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau « K-1 ».

hk : hauteur d'étage « K ».

Sens-X :

Etages	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (KN)	Hk (m)	θ_x	Vérification
RDC	63072	-	4002	4.35	-	Ok
1^{er} étage	57185	1.08	3819	2.89	0.056	Ok
2^{ème} étage	51579	1.38	3514	2.89	0.070	Ok
3^{ème} étage	45973	1.69	3143	2.89	0.086	Ok
4^{ème} étage	40368	2.00	3097	2.89	0.090	Ok
5^{ème} étage	34762	2.30	2994	2.89	0.092	Ok
6^{ème} étage	29156	2.59	2745	2.89	0.095	Ok
7^{ème} étage	23551	2.87	2608	2.89	0.090	Ok
8^{ème} étage	17945	3.13	2196	2.89	0.089	Ok
9^{ème} étage	12333	3.49	2098	2.89	0.071	Ok

Tableau IV.10 L'effet de P- Δ .

Sens-Y :

Etages	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	V_{ky} (KN)	Hk (m)	θ_y	Vérification
RDC	63072	-	3794	4.35	-	Ok
1^{er} étage	57185	0.72	3605	2.89	0.040	Ok
2^{ème} étage	51579	0.93	3360	2.89	0.049	Ok
3^{ème} étage	45973	1.11	3076	2.89	0.057	Ok
4^{ème} étage	40368	1.35	2742	2.89	0.069	Ok
5^{ème} étage	34762	1.56	2545	2.89	0.074	Ok
6^{ème} étage	29156	1.76	2386	2.89	0.074	Ok
7^{ème} étage	23551	1.95	2237	2.89	0.071	Ok
8^{ème} étage	17945	2.13	2111	2.89	0.063	Ok
9^{ème} étage	12333	2.26	2008	2.89	0.048	Ok

Tableau IV.11 : L'effet de P- Δ .**Remarque :**

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à 0.10 dans les deux sens, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

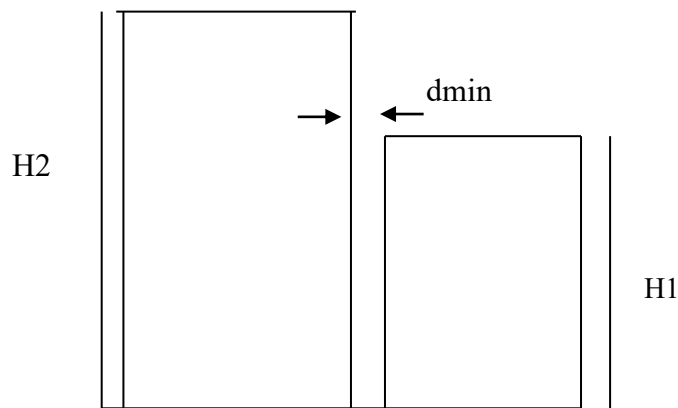
IV.15. Justification de l'épaisseur du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$D_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs.

Le bloc existant en R+0



D'après les fichiers de résultats.

SOL, les déplacements maximaux δ_1 et δ_2 sont (joints 188-96).

$\delta_1 = 69.60\text{mm}$. Aux niveaux du RDC

$\delta_2 = 67.30\text{mm}$. (On suppose que le même déplacement avec le nouveau bloc aux mêmes niveaux).

Alors : $D_{min} = 15\text{mm} + 4(18.60 + 16.90) \text{ mm} = 154.60\text{mm}$.

D_{min} doit être supérieur ou égale à 40mm.

Donc on prend $D_{min} = 200\text{mm} = 20\text{cm}$.

Chapitre V

Etude des éléments résistants

V.1.Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

V.2.Les poteaux

V.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

- $G + Q \pm 1,2 \times E$
- $0,8 \times G \pm E$

V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P50, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2 Ex) est représentée dans le tableau suivant :

Poteaux	N _d [KN]	B _c [cm ²]	F _{c28} [MPa]	v ≤ 0.3	Observation
P1	2140.8	55×55	25	0.283	Vérifiée
P2	1751.6	50×50	25	0.280	Vérifiée
P3	1362.3	45×45	25	0.269	Vérifiée
P4	778.5	40×40	25	0.194	Vérifiée
P5	389.2	35×35	25	0.127	Vérifiée

Tableau V.1 Vérification des poteaux sous sollicitations normales.

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

τ_{bu} : T/bd

$$\tau_{bu} = \rho_d * F_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P51, §7.4.3.2}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \bullet \rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g :est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA99V2003, p71, §7.4.2.2}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

- Lf = 0,7×l₀
- Lf (s sol 2) = 2,142
- Lf (s sol 1) = 2,618
- Lf (entre sol) = 2.618
- Lf (étage) = 2,023
- Lf (buanderie) =2.023

Poteaux (cm ²)	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
1 ^{ier} s sol (55*55)	2.7	0.009	3.89	0.04	1	CV
2 ^{ème} s sol (55*55)	5.4	0.019	4.76	0.04	1	CV
Entre sol (55*55)	8.88	0.032	4.76	0.04	1	CV
RDC (55*55)	11.76	0.043	5.53	0.075	1.875	CV
1 ^{ier} étage (50*50)	14.64	0.065	4.046	0.04	1	CV
2 ^{ème} étage (50*50)	17.52	0.077	4.046	0.04	1	CV
3 ^{ème} étage (50*50)	20.40	0.090	4.046	0.04	1	CV
4 ^{ème} étage (45*45)	23.28	0.127	4.49	0.04	1	CV
5 ^{ème} étage (45*45)	26.16	0.143	4.49	0.04	1	CV
6 ^{ème} étage (45*45)	29.04	0.159	4.49	0.04	1	CV
7 ^{ème} étage (40*40)	31.92	0.221	5.05	0.075	1.875	CV
8 ^{ème} étage (40*40)	34.80	0.241	5.05	0.075	1.875	CV
9 ^{ème} étage (35*35)	37.68	0.341	5.78	0.075	1.875	CV
Buanderie (35*35)	40.28	0.365	5.78	0.075	1.875	CV

Tableau V.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

V.2.4. Calcul le ferrailage longitudinal

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

Le ferrailage sera calculé à l'aide de logiciel ETABS et on compare avec le minimum du RPA99 (A_{min}).

Les résultats de ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Etages	Sectio n (cm ²)	A _{min} RPA (Cm ²)	A _{max} RPA Zone courante (Cm ²)	A _{max} RPA Zone recouv rement (Cm ²)	Sectio n du ETA BS (Cm ²)	Ferrailage longitudinale	
						Sectio n (Cm ²)	Choix
RDC	55×55	24.2	90.75	181.5	15.80	30.80	8T20+4T16 = 33.18
1 ^{er} , 2,3 ^{ème} étages	50×50	20	75	150	13.87	25.00	4T20+8T16 = 28.65
4, 5,6 ^{ème} étages	45×45	16.2	60.75	121.5	12.56	23.00	12T16 = 28.65
7,8 ^{ème} étages	40×40	12.8	48	96	12.10	22.80	12T16 = 28.65
9 ^{ème} étage	35×35	9.8	36.75	73.5	11.90	19.80	8T16+4T14 =22.24

Tableau V.3 Ferrailage des poteaux.

V.2.5. Calcul le ferrailage transversale :(RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a = 2.5 Si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5.

ρ_a = 3.75 Si l'élançement géométrique λ_g < 5.

f_e = 400 MPA

$$\Phi t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \Phi l \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone IIa).

$t' \leq 15\Phi$ en zone courante.

Donc :

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(12,15 \text{ cm}). \\ t' \leq 18 \text{ cm}. \end{cases} \rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm}. \\ t' = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 65 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.

- La Longueur des zones nodales :

$h' = \text{Max}(h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60) \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99V2003 ; page 49}$

Niveau	Sous-sol	Etage courant
h' (cm)	60	60

Tableau V.4 Longueur de la zone nodale.

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	h (cm)	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	f_c (Mpa)	t (cm)	t'(cm)	A_t calculer (cm ²)
2s sol	55	2.7	3.89	3.75	235	10	15	0.078
1s sol	55	5.4	4.76	3.75	235	10	15	0.156
Entre sol	55	8.8	4.76	3.75	235	10	15	0.255
RDC	55	11.76	5.53	2.5	235	10	15	0.227
1	50	14.64	4.046	3.75	235	10	15	0.467
2	50	17.52	4.046	3.75	235	10	15	0.559
3	50	20.40	4.046	3.75	235	10	15	0.651
4	45	23.28	4.49	3.75	235	10	15	0.825
5	45	26.16	4.49	3.75	235	10	15	0.927
6	45	29.04	4.49	3.75	235	10	15	1.029
7	40	31.92	5.05	2.5	235	10	15	0.848
8	40	34.80	5.05	2.5	235	10	15	0.925
9	35	37.68	5.78	2.5	235	10	15	1.145
Buanderie	35	40.28	5.78	2.5	235	10	15	1.224

Tableau V.5 La section des armatures transversales des poteaux.

Niveau	$\Phi \leq \min (h/35, b/10, \Phi_i)$		Espace de Ferrailage transversal	
	$\Phi_{i \leq}$	Choix	t (cm) zone nodale	t'(cm) zone courante
RDC et les sous-sols	1.571	$\Phi 10$	10	15
1 ^{er} , 2,3 ^{ème} étages	1.428	$\Phi 10$	10	15
4, 5,6 ^{ème} étages	1.28	$\Phi 10$	10	15
7,8 ^{ème} étages	1.142	$\Phi 8$	10	15
9 ^{ème} étage	1	$\Phi 8$	10	15

Tableau V.6 Ferrailage transversale des poteaux.

<p>Schéma des poteaux RDC+ les sous-sols</p>	<p>Schéma des poteaux 1^{er} .2 3^{ème}étage</p>

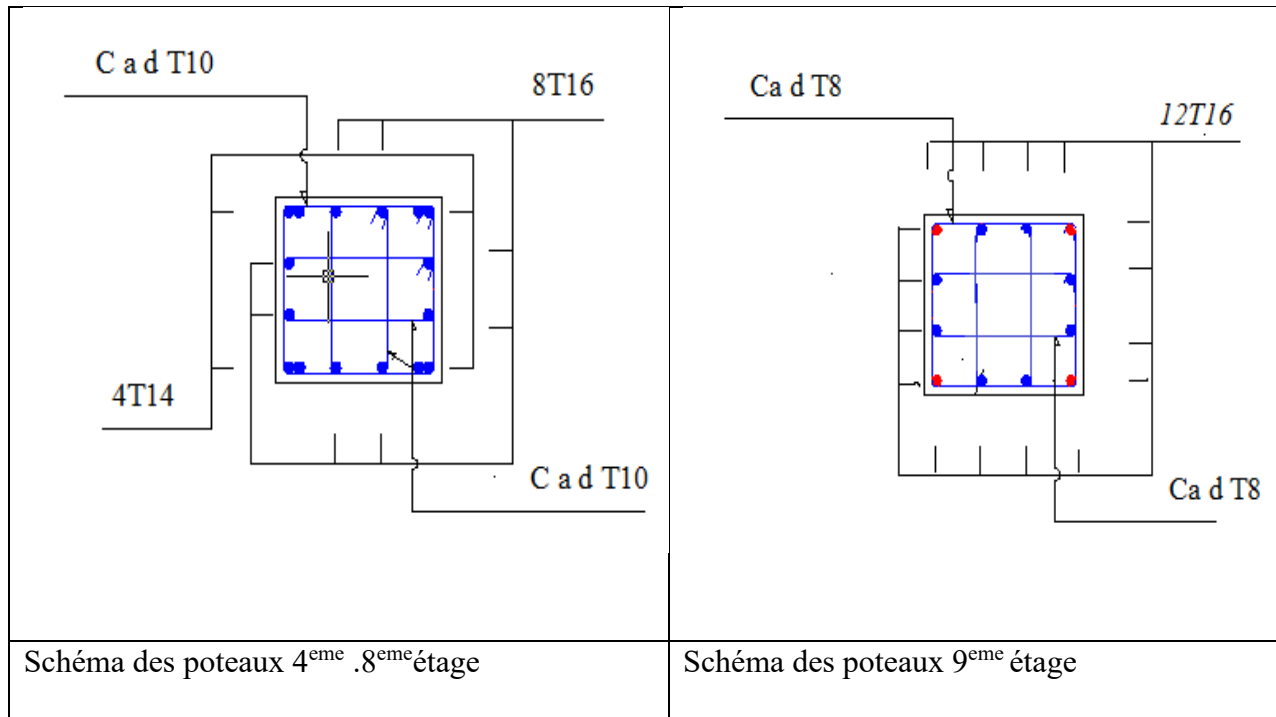


Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux

V.3.Les poutres

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- La combinaison fondamentales : «1^{er} genre » **BAEL 91**

$$\left\{ 1,35 \times G + 1,5 \times Q \ll \text{ELU} \gg. \right.$$

- Combinaisons accidentelles : «2^{ème} genre » **RPA 99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ 0,8 \times G \pm E. \end{array} \right.$$

V.3.1. Recommandation du RPA99

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

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $- 40 \varphi$ en zone IIa.

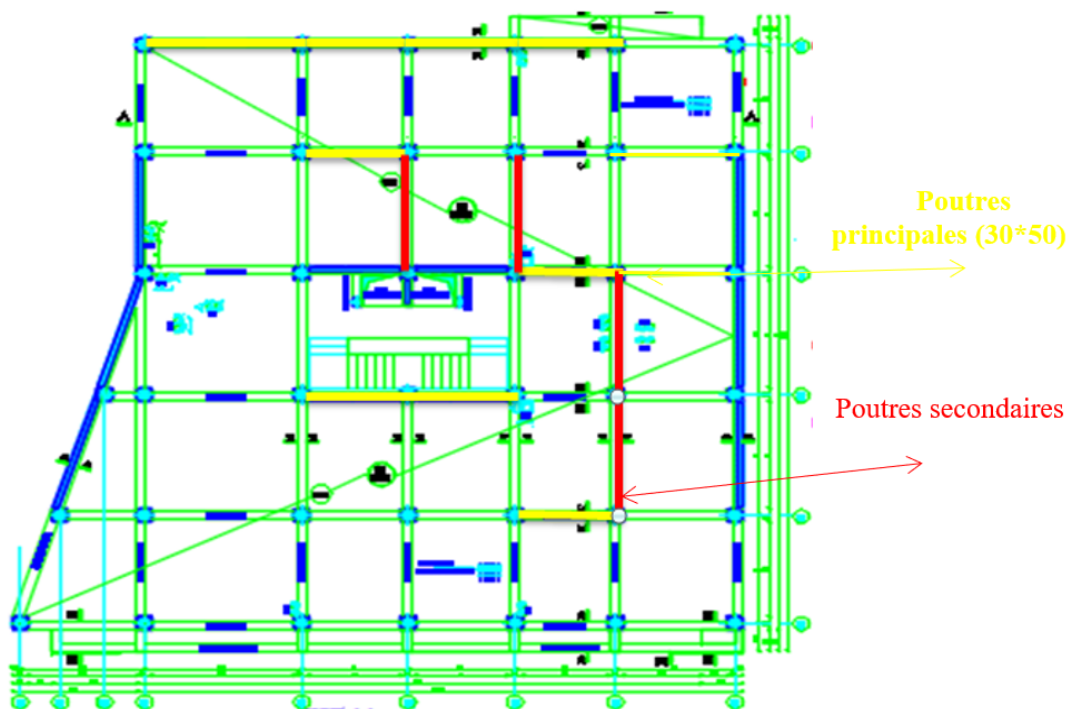


Figure V.2 les poutres principales et les poutres secondaires

V.3.2. Exemple d'étude de la poutre principale

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du 2ème sous-sol représentés sur la figure ci-dessus.

V.3.3. Calcul des armatures longitudinale :

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{St} (KN.m)	M _{Sa} (KN.m)
30*50	67.697	-149.36	48.636	-107.35

Tableau V.7 sollicitation de la poutre principale

A- Ferrailage en travée :**1- ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{67.697 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.45)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.078$$

$\Rightarrow \mu_u < 0.184 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.129})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.102$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.102)$$

$$\Rightarrow z = 43.155 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{67.697 \times 10^{-3}}{0.43 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.5 \text{ cm}^2; 1.81 \text{ cm}^2)$$

Donc $4.52 > 1.81 \text{ cm}^2$C.V

2- ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{t \max} = 48.636 \text{ m}$.

Il faut vérifier que :

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

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{104.149}{74.82} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$\Rightarrow \alpha = 0.102 < 0.445 \dots \dots \dots C.V$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

3- Armatures minimales

Selon **RPA99 V2003** :

Amin = 0,5% (b × h) RPA99 V2003 ; page 52

$\Rightarrow Amin = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2.$

4- Armatures maximales :

Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet A_{max} = 4\%(b \times h) \dots \dots \dots (zone \text{ courante}) \\ \bullet A_{max} = 6\%(b \times h) \dots \dots \dots (zone \text{ de recouvrement}) \end{array} \right\}$$

- $A_{max} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2$ (zone courante).
- $A_{max} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

5. Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : « $A_{st} \Rightarrow 3T16+ 3T14$ » de section **10.65** cm²/ml.

B- Ferrailage en appui

1- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{149.36 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.45)^2 \times 14.17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0.173$

$\Rightarrow \mu_u < 0.184 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.173})$$

$\Rightarrow \alpha = 0.239$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.239)$$

$\Rightarrow z = 41.78\text{cm}$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{149.36 \times 10^{-3}}{0.41 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 10.12 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.5 \text{ cm}^2; 1.63 \text{ cm}^2)$$

Donc $10.12 > 1.63 \text{ cm}^2$C. V

2 ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{t_{\max}} = 107.35 \text{ m}$.

Il faut vérifier que :

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

$$\text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{149.36}{107.35} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$\Rightarrow \alpha = 0.239 < 0.445$ C. V

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

3 Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

4 Choix des Armatures :

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T16$ » de section **6.03** cm²/ml.

V.3.3.1. L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53 :

$$s_t \leq \min(h/4, 12 \phi \text{ l min} ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$s_t \leq h/2 \Rightarrow$ zone courant

φ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30×50)	12.5	10	25	15

Tableau V. 8 L'espacement des armatures transversales.

V.3.2.3. Diamètre des armatures transversales

$\varphi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \varphi / \min)$

On prend $\varphi_t = \varphi 8$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 64 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doit être faites si possible, a l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$ « RPA99 V2003, page49, fig7.2 »

Récapitulatif :

	Ferraillage calculé (cm^2)	Ferraillage choisi (cm^2)
Travée	4.52	3T16 + 3T14 = 10.65
Appuis	10.12	3T16 = 6.03

Tableau V.9 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre principale

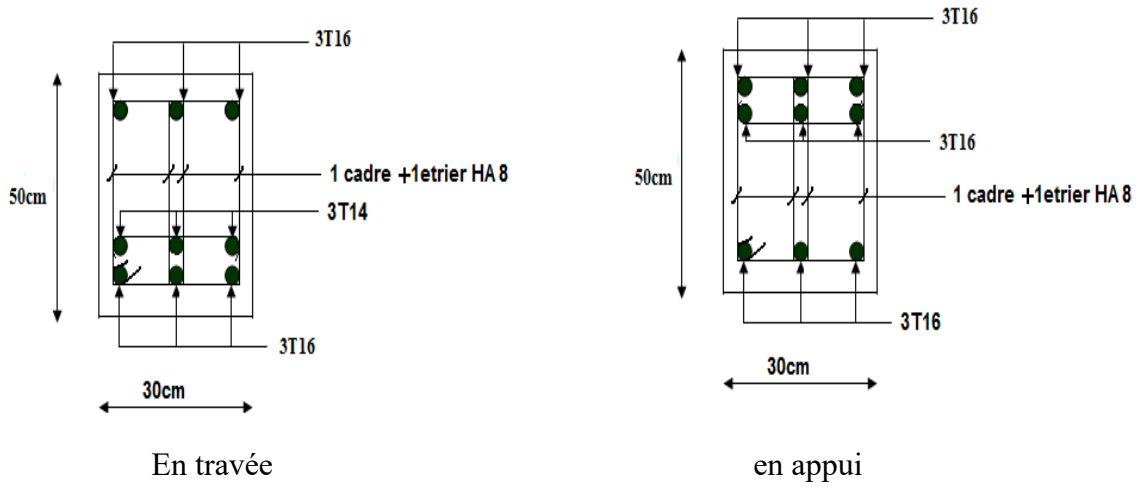


Figure V.3 Ferrailage des poutres principales (30x50)

V.3.4. Exemple d'étude de la poutre secondaire

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire situé au plancher haut du 2ème sous-sol représentés sur la figure ci-dessous.

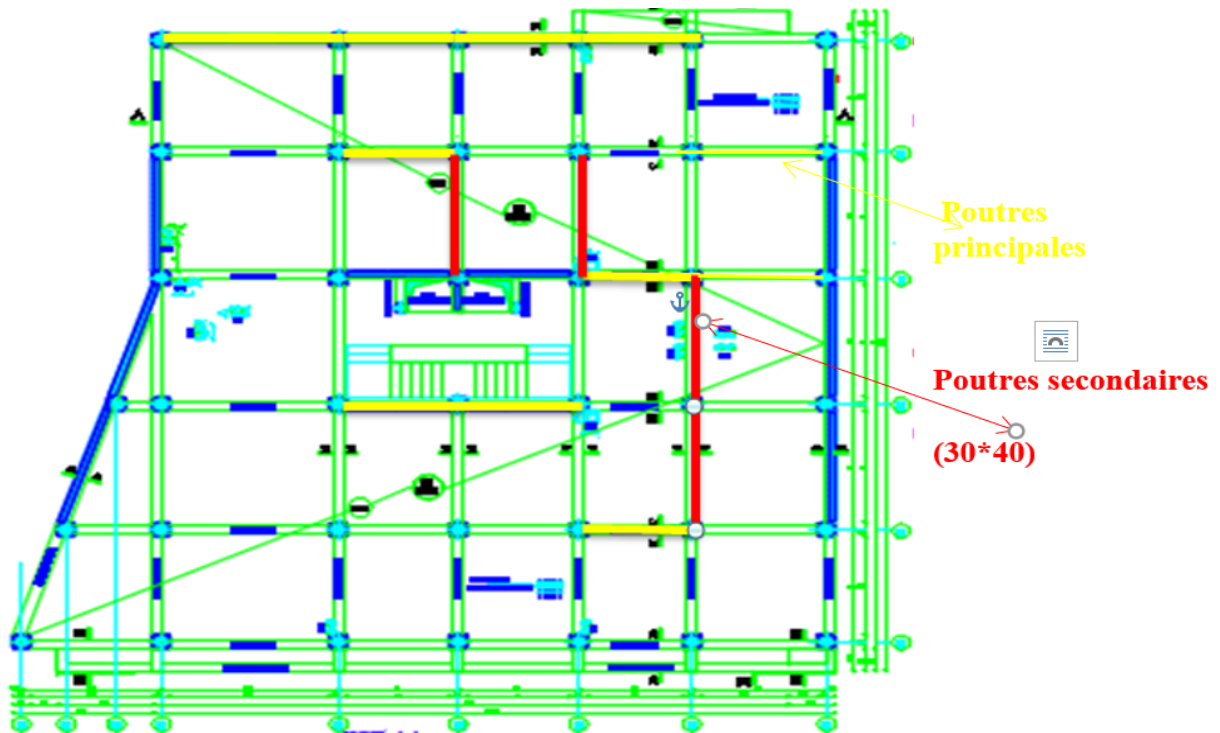


Figure V.4 les poutres principales et les poutres secondaires

V.3.5. Calcul des armatures longitudinale :

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{st} (KN.m)	M _{Sa} (KN.m)
30*40	49.57	-61.63	35.93	-45.00

Tableau V.10 sollicitation de la poutre principale

A- Ferrailage en travée :

❖ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.57 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.089$$

$\Rightarrow \mu_u < 0.184 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.118$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.118)$$

$$\Rightarrow z = 34.3 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{49.57 \times 10^{-3}}{0.34 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4.04 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.2 \text{ cm}^2; 1.30 \text{ cm}^2)$$

Donc $4.04 > 1.30 \text{ cm}^2$C. V

❖ **ELS :**

-Le moment maximum en travée $M_{t_{max}} = 35.93 \text{ kn.m.}$

Il faut vérifier que :

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

avec : $\gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \gamma = \frac{49.57}{35.93} = 1.37$

$$\Rightarrow \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.118 < 0.435 \dots \dots \dots C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

3-Armatures minimales :

Selon RPA99 V2003 ; page 52..... [9.9]

Amin= 0,5% (b × h) ⇒ Amin = 0,005 × 30 × 40 = 6 cm²

4- Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet A_{max} = 4\%(b \times h) \dots \dots \dots (zone \text{ courante}) \\ \bullet A_{max} = 6\%(b \times h) \dots \dots \dots (zone \text{ de recouvrement}) \end{array} \right\}$$

- $A_{max} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$ (zone courante).
- $A_{max} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

5- Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : « **A_{st} ⇒ 3T14** » de section **4.62** cm²/ml.

B- Ferrailage en appui :

1 ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61.63 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.111$$

$\Rightarrow \mu_u < 0.184 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.111})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.148$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.148)$$

$$\Rightarrow z = 33.85 \text{ cm}$$

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{61.63 \times 10^{-3}}{0.33 \times 348}$$

$$\Rightarrow Ast = 5.13 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow Ast \geq \max(1.2 \text{ cm}^2; 1.3 \text{ cm}^2)$$

Donc $5.13 > 1.30 \text{ cm}^2$C.V

2 ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{t_{\max}} = 47,73 \text{ kn.m}$.

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}:$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \gamma = \frac{61.63}{45} = 1.37$$

$$\Rightarrow \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.148 < 0.435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

3 Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

4 Choix des Armatures :

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T14 + 3T12$ » de section **8.01** cm²/ml.

V.3.3.2. L'espaceur des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53 :

$$s_t \leq \min (h / 4, 12 \varphi \text{ min} ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$s_t \leq h / 2 \Rightarrow \text{zone courant}$$

φ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Poutre secondaire	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
30*40	10	10	20	15

Tableau V.11 L'espaceur des armatures transversales.

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \varphi / \text{min})$$

On prend $\varphi_t = \varphi 8$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).....RPA99

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm, alors on adopte: } L_r = 64\text{cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 50\text{cm.}$$

La jonction par recouvrement doit être faites si possible, a l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 80\text{cm} \dots \dots \dots \text{ « RPA99 V2003, page49, fig7.2 »}$$

Récapitulatif :

	Ferraillage calculé (cm ²)	Ferraillage choisi (cm ²)
Travée	4.04	3T14 = 4.62
Appuis	5.13	3T14 + 3T12 = 8.01

Tableau V.12 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre principale.

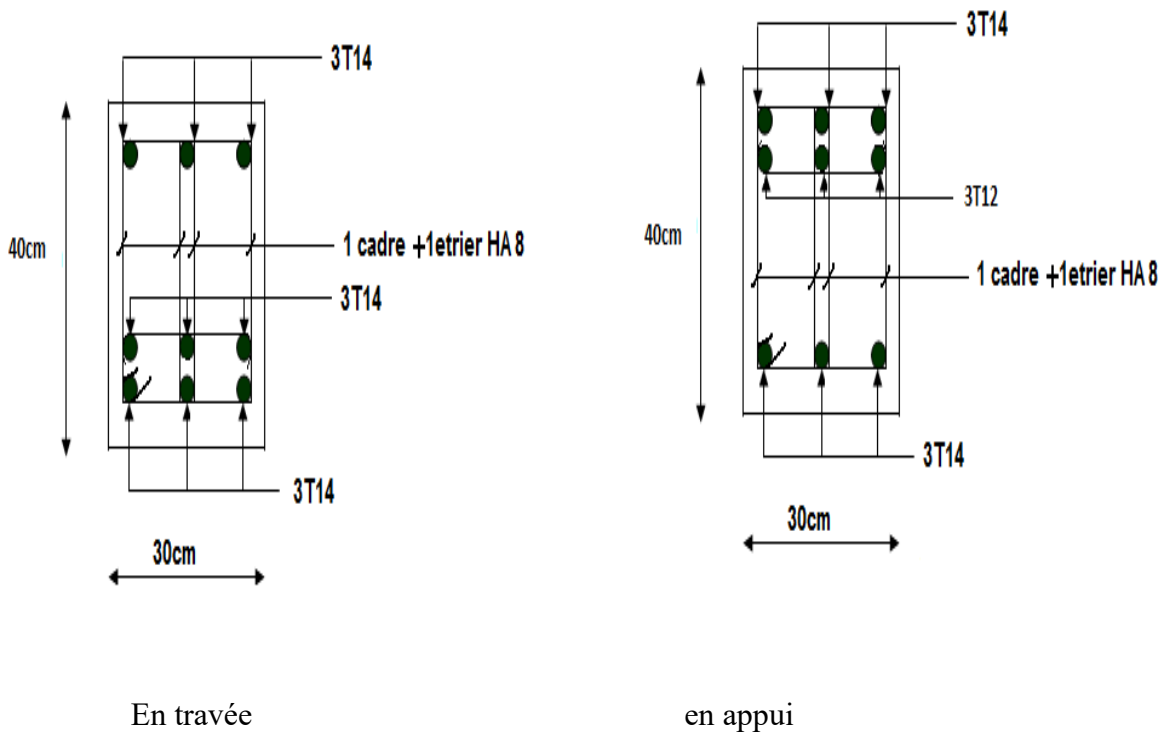


Figure V.5 Ferraillage des poutres secondaires (30x50).

Tableau de ferrailage des poutres :

Poutres	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min}	Travée		Appui		φ (mm)	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Poutre Principale (30*50)	1ss	7.5	10.02	3T16+3T14	5.59	3T16	8	10	15
	2ss	7.5	9.98	3T16+3T14	5.33	3T16	8	10	15
	Entre sol	7.5	9.76	3T16+3T14	5.28	3T16	8	10	15
	RDC	7.5	9.65	3T16+3T14	5.17	3T16	8	10	15
	1 ^{ier} étage	7.5	9.50	3T16+3T14	5.02	3T16	8	10	15
	2 ^{ème} étage	7.5	9.34	3T16+3T14	4.89	3T16	8	10	15
	3 ^{ème} étage	7.5	9.33	3T16+3T14	4.71	3T16	8	10	15
	4 ^{ème} étage	7.5	9.12	3T16+3T14	4.52	3T16	8	10	15
	5 ^{ème} étage	7.5	9.08	3T16+3T14	4.35	3T16	8	10	15
	6 ^{ème} étage	7.5	9.03	3T16+3T14	4.21	3T16	8	10	15
	7 ^{ème} étage	7.5	9.01	3T16+3T14	4.07	3T16	8	10	15
	8 ^{ème} étage	7.5	8.98	3T16+3T14	4.01	3T16	8	10	15
	9 ^{ème} étage	7.5	8.88	3T16+3T14	4.00	3T16	8	10	15
	Buanderie	7.5	8.82	3T16+3T14	3.98	3T16	8	10	15

Tableau V.13 Ferrailage de poutre principale

poutres	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min}	Travée		Appui		φ (mm)	s _t (zone nodale)	s _t (zone courant)
			A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Poutres Secondaires (30*40)	1ss	6	4.51	3T14	9.61	3T14+3T16	8	10	15
	2ss	6	4.39	3T14	9.60	3T14+3T16	8	10	15
	Entre sol	6	4.27	3T14	9.50	3T14+3T16	8	10	15
	RDC	6	4.29	3T14	9.45	3T14+3T16	8	10	15
	1 ^{er} étage	6	4.12	3T14	9.40	3T14+3T16	8	10	15
	2 ^{ème} étage	6	4.32	3T14	9.35	3T14+3T16	8	10	15
	3 ^{ème} étage	6	4.08	3T14	9.30	3T14+3T16	8	10	15
	4 ^{ème} étage	6	4.02	3T14	9.28	3T14+3T16	8	10	15
	5 ^{ème} étage	6	4.22	3T14	9.22	3T14+3T16	8	10	15
	6 ^{ème} étage	6	4.01	3T14	9.17	3T14+3T16	8	10	15
	7 ^{ème} étage	6	3.94	3T14	9.12	3T14+3T16	8	10	15
	8 ^{ème} étage	6	3.90	3T14	9.08	3T14+3T16	8	10	15
	9 ^{ème} étage	6	3.77	3T14	9.01	3T14+3T16	8	10	15
Buanderie	6	3.80	3T14	8.96	3T14+3T16	8	10	15	

Tableau V.14 : Ferrailage de poutre secondaire.

V.4 Les voiles

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :
- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 02 zones :

- Les niveaux (RDC) zone I
- Les niveaux (Etage courant) zone I

V.4.1. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

• Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E, 0,8 G \pm E$

• Etat limite de service : $G + Q$

V.4.2. Recommandations de RPA :

a) Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres

horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.

- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

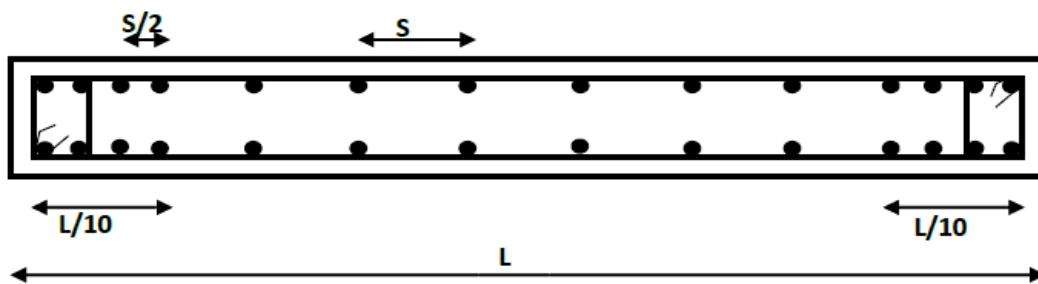


Figure V.6 Disposition des armatures verticales dans le voile.

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règle communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

_ $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile).

_ $S \leq 30 \text{ cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingle au mètre carré dans chaque nappe.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
 - En zone courante égale à 0.10% de la section.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40 ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible ,20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

- **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

- **Armature de potelet :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

- **Armature de couture :**

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires Pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.4.3. Ferrailage des voiles :

Ont procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de **1 m** de largeur.

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{max, min} = \frac{N}{\Omega} \mp \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier.

I : l'inertie de voile.

$$V = \frac{L_{voile}}{2}$$

Calcul de L_t (longueur tendue) :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

Détermination de l'effort normal ultime.

• Section partiellement comprimée (SPC) :

Avec :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

L_t = section d'armatures verticales.

e : épaisseur du voile.

• Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c . e$$

• Section entièrement tendue (S.E.T) :

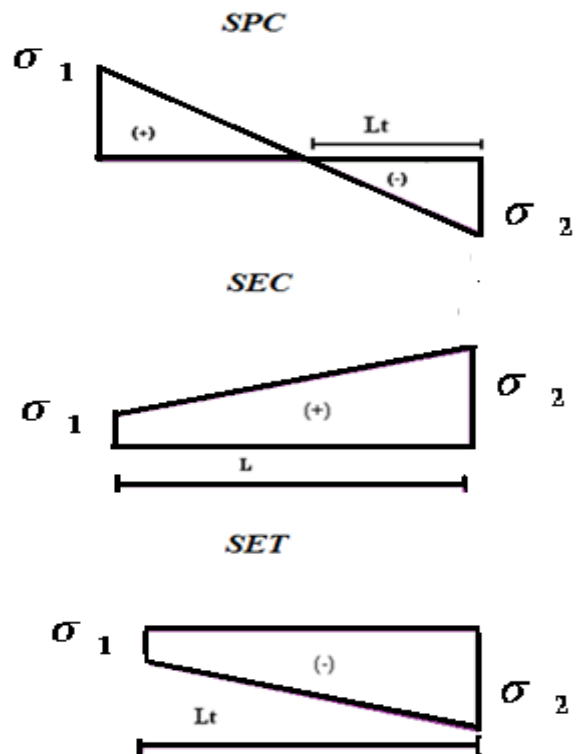
$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$$

• Armatures minimales selon le BAEL :

$$A_{min} \geq (0.23B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.005B) \Rightarrow$$

Section partiellement comprimée.

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{N_{ul}}{2\sigma_s}; \frac{f_{t28}}{f_e} B; 0.005B \right) \Rightarrow \text{Section entièrement tendue.}$$



V.4.4. Les Vérifications :

Vérification à l'ELS :

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :**• D'après le RPA :**

$$\tau b \leq \bar{\tau} = 0.2f_c28$$

$$\text{Ou : } \tau b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ avec } V=1.4V_u$$

b₀: épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute.

• D'après le BAEL 91 :

On doit vérifier que $\tau b \leq \bar{\tau}$

$$\tau u = \frac{V}{b \times d} \text{ Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

On a aussi $\bar{\tau} u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$.

VI.4.5. Conclusion de ferrailage :

Les voiles sont calculés par le logiciel **ETABS** suivant le nouveau règlement (ADONDA 2003) :

VOILE (V1 L=1m) le plus sollicité :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

RDC :

PROGRAMME DE CALCUL DU FERRAILAGE DES VOILES
SELON BAEL

Moment M(t)	62
Effort normal N(t)	111
Epaisseur B (m)	0.2
Longueur L (m)	1.2
Hauteur libre h (M)	4.35
S=BxL (m²)	0.24
V=L/2 (m)	0.6
I=BxL³/12 (m⁴)	0.0288

Sigma1 (t/m ²)	1754.16667
Sigma2 (t/m ²)	-829.166667
a (m)	0.38516129
l'(m)	0.81483871
Longueur tendue d(m)	0.54322581
Sigma d(t/m ²)	-340.277778
S'(m ²)	0.10864516
V' (m)	0.2716129
I'(m)	0.00267171
N'(m)	63.5272401
M'(m)	-2.40447188
e ₀ (m)	3.78494624
Enrobage 1 d1 (m)	3
Enrobage 2 d2 (m)	5
Limite élastique acier	4.2
11 (cm)	27.9462366
12 (cm)	18.3763441
Z (cm)	46.3225806
A1	6.00035667
A2	9.1251767
At	15.1255334
A _{min}	2.17290323

Tableau V.15 : sollicitation et vérification de RDC.

1^{er} étage :

Moment $M(t)$	33
Effort normal $N(t)$	109
Epaisseur B (m)	0.2
Longueur L (m)	1.2
Hauteur libre h (M)	2.89
$S=B \times L$ (m ²)	0.24
$V=L/2$ (m)	0.6
$I=B \times L^3/12$ (m ⁴)	0.0288
Σ_1 (t/m ²)	1141.66667
Σ_2 (t/m ²)	-233.33333
a (m)	0.20363636
l' (m)	0.99636364
Longueur tendue d(m)	0.66424242
Σd (t/m ²)	-527.77778
S' (m ²)	0.13284848
V' (m)	0.33212121
I' (m)	0.0048846
N' (m)	50.556229
M' (m)	2.16523647
e_0 (m)	4.28282828
Enrobage 1 d_1 (m)	3
Enrobage 2 d_2 (m)	5
Limite élastique acier	4.2
I_1 (cm)	34.4949495
I_2 (cm)	23.9292929
Z (cm)	58.4242424
A_1	4.93017299
A_2	7.10702438
A_t	12.0371974
A_{\min}	2.6569697

Tableau V.16 : sollicitation et vérification de 1^{er} étage.

2^{ème} étage :

Moment $M(t)$	21
Effort normal $N(t)$	87
Epaisseur B (m)	0.2
Longueur L (m)	1.2
Hauteur libre h (M)	2.89
$S=B \times L$ (m ²)	0.24
$V=L/2$ (m)	0.6
$I=B \times L^3/12$ (m ⁴)	0.0288
σ_1 (t/m ²)	800
σ_2 (t/m ²)	-75
a (m)	0.10285714
l' (m)	1.09714286
Longueur tendue d(m)	0.73142857
σ_d (t/m ²)	-458.33333
S' (m ²)	0.14628571
V' (m)	0.36571429
I' (m)	0.00652176
N' (m)	39.0095238
M' (m)	3.41797732
e_0 (m)	8.76190476
Enrobage 1 d_1 (m)	3
Enrobage 2 d_2 (m)	5
Limite élastique acier	4.2
11 (cm)	42.333333
12 (cm)	22.8095238
Z (cm)	65.1428571
A_1	3.252156154
A_2	6.03583032
A_t	9.28790186
A_{\min}	2.92571429

Tableau V.17 : sollicitation et vérification de 2^{ème} étage.

3^{ème}9^{ème} étages :

Moment $M(t)$	20
Effort normal $N(t)$	66
Epaisseur B (m)	0.2
Longueur L (m)	1.2
Hauteur libre h (M)	2.89
$S=B \times L$ (m ²)	0.24
$V=L/2$ (m)	0.6
$I=B \times L^3/12$ (m ⁴)	0.0288
Σ_1 (t/m ²)	691.666667
Σ_2 (t/m ²)	-141.666667
a (m)	0.204
l' (m)	0.996
Longueur tendue $d(m)$	0.664
Σd (t/m ²)	-319.444444
S' (m ²)	0.1328
V' (m)	0.332
I' (m)	0.00487925
N' (m)	30.617778
M' (m)	1.30635852
e_0 (m)	4.2666667
Enrobage 1 d_1 (m)	3
Enrobage 2 d_2 (m)	5
Limite élastique acier	4.2
I_1 (cm)	34.4666667
I_2 (cm)	23.9333333
Z (cm)	58.4
A_1	2.98754681
A_2	4.30240028
A_t	7.28994709
A_{\min}	2.656

Tableau V.18 : sollicitation et vérification de 3^{ème} ...9^{ème} étages.

Niveau / section (20x120)	Ferraillage du potelet	Ferraillage du voile	Ferraillage du potelet
S/SOL1/2 RDC	4T16	2x T16 e=8 cm	4T16
Etage 1	4T16	2x T16 e=15 cm	4T16
Etage 2	4T14	2x T14 e=15 cm	4T14
Etage 3..... Etage 9	4T12	2x T12 e=15 cm	4T12

: Tableau V.19 Ferraillage du voile

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

I.1. Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

a) Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

b) Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments cas des semelles sur pieux ou puits.

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « **pieux** ».

VI.2. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol = 1.950 bars = 0.195 MPA.

VI.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du :

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.

- ✓ La facilité de réalisation.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- La fondation sur pieux.
- Radier général.

VI.3.1. Etude des pieux

a) Définition d'un pieu :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puit une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage

Il y a plusieurs façons de mise en œuvre d'un pieu, mais le choix reste en fonction des caractéristiques attendues du pieu en question Ici, nous comptant deux (02) différents types de mise en œuvre qui sont :

- ✓ Les pieux préfabriqués ;
- ✓ Les pieux coulés sur place ;

b) calcul de nombre des pieux:

Pour chaque type de pieux la capacité portante R est imposée.

Le nombre de pieux à battre sous un massif de fondation sera donc $N_{\text{pieux}} = N/R$.

N: la charge total agissant sur les pieux.

D'après les résultats du laboratoire :

- Pieux fore de diamètre : 1m.
- Fiche de pieux par rapport à la cote actuelle du terrain d'assise : **25m.**
- Terme de frottement négatif : **170.00kn.**
- La charge limite $Q_n = 2290.00kn$.
- Poids total du bâtiment = 50316.21kn.
- Poids de la terre = 30652.38kn.

$$N = 50316.21 + 170.00 + 30652.38 = 81138.59 \text{ kn.}$$

$$N_{\text{pieux}} = 35.43.$$

Donc on prend 36 pieux.

c) Calcul le diamètre de pieux :

-Vérification de pieux :

Données :

- Nombre de couches = 1
- Couche N 1 : Epaisseur = 24 m
- Densité = 1.85 t/m^3
- Cohésion = 0.65 t/m^2
- Angle de frottement interne = 13°
- Epaisseur de la couche d'ancrage = 1 m
- Effort Normal = 270 t

Résultats :

Les facteurs de capacité portante :

$$N_c = 4.33$$

$$N_q = 11,63$$

Diamètre du pieu travaillant en pointe seulement = **0.99 m.**

Longueur minimale d'ancrage du pieu dans le sol d'ancrage = **24.79 m.**

Contrainte en tête sur le béton du pieu = **17,27 bars**

Longueur minimale d'ancrage du pieu dans le sol d'ancrage = **0,79 m.**

Contrainte en tête sur le béton du pieu = **23.87 bars.**

On adopte : les diamètres de pieux D=1 m.

Aire minimale d'un pieu de $\text{Ø}100 = 0.5\% \times (3.14 \times 100 \times 100) / 4 = 39.25 \text{ cm}^2$.

- Soit 13T20 ou 20T16 ou 8T16+8T20.

- Cerces ou spires en T10 cas d'armatures longitudinales en T16 avec enrobage de 7.5cm.
- Cerces ou spires en T12 cas d'armatures longitudinales en T20 avec enrobage de 7.5cm.

VI.3.2. Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.3.2.1. Pré dimensionnement du radier :

a) L'épaisseur du radier :

a.1) Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$L_{max} = 4.6$ m: plus grande distance entre deux

$$\frac{L_{max}}{10} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \dots\dots\dots(1)$$

$$L_{max} = 460\text{cm} \Rightarrow 46\text{cm} \leq h \leq 92\text{cm}$$

a.2) Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$L_e : \text{longueur élastique } e=L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \text{ Avec } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^6$ kn/m²

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000$ KN/m³

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \pi^4}} = 0.302 \text{ m} \dots\dots\dots (2)$$

a.3) Condition de coffrage :

$$hr \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$hr \geq \frac{4.60}{10} = 46cm \dots \dots \dots (3)$$

Finally : d'après (1), (2), (3) on opte : **hr = 40cm**

Après vérification des conditions ci-dessus nous prenons un radier de **hr=40 cm**

L'emprise totale du bâtiment est de: 465m² ; le radier épousera toute la surface du bâtiment

b) Calcul de débordement (D) :

L'emprise totale du bâtiment est de: **465m²** ;

le radier épousera toute la surface du bâtiment

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : S bât = 528.0975 m²,

- L'emprise totale avec un débordement de :

On prend : D=100cm

Donc : **Srad =628.0975m²**

VI.3.2.2. Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles:

$$0.8 G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

	N (t)	M _x (t.m)	M _y (t.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
G + Q ± E	1793.10	5133.20	2538.8	2.86	1.42	5.98	5.50	Vérifiée
G + Q ± E	1792.40	1633.56	4419.2	0.92	2.46	5.98	5.50	Vérifiée
0.8G ± E	1793.10	5133.20	2538.8	2.86	1.42	5.98	5.50	Vérifiée
0.8G ± E	1792.40	1633.56	4419.2	0.92	2.46	5.98	.50	Vérifiée

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité de radier.

VI.3.2.3. Vérification du renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1.5\right)$

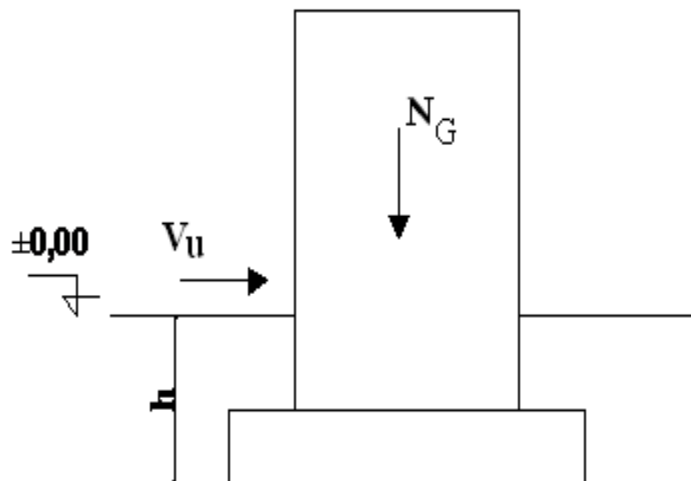


Figure VI.1 Schéma statique du bâtiment

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure

On doit vérifier que : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$

$$M_s = N_G \cdot (B/2) = 17822.75 (20.00/2) = 178227.5 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 25955.56 \text{ KN.m}$$

$$M_s / M_r = 6.86 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$M_s = N_G \cdot (B/2) = 17822.75 (10.00/2) = 89113.75 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 5557.82 \text{ KN.m}$$

$$M_s / M_r = 1.63 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.3.2.4. Vérification au cisaillement :

On vérifie pour le panneau de radier le plus grand que l'effort de cisaillement sur appui par mètre linéaire est inférieur à l'effort admissible

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} \leq \tau = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur

$$b = 1.5 \quad d = 0.9 \text{ hr.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} \\ P = Q_{adm} \cdot L_x \cdot L_y \\ V_{uy} = \frac{P}{3L_y} \end{array} \right.$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4.60m.

Avec : $L_x = 4.00 \text{ m}$ et $L_y = 4.60 \text{ m}$

$$\begin{cases} V_{ux} = 0.0270 \text{KN/ml} \\ V_{uy} = 0.0407 \text{KN/ml} \end{cases}$$

$$hr \geq \frac{V_{umax}}{0.9 \cdot b_0 \cdot \tau} = \dots \dots \dots hr \geq \mathbf{0.0386m}$$

VI.3.2.5. Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au Poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Efforts normal du poteau et voile le plus sollicité.

u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

a,b : Dimensions du poteau et voile du sous-sol.

h : hauteur de semelle.

✓ Sous voiles :

$N_{u,voil} = 1110 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.20 + 4.35 + 2h) = (9.1 + 4h)m$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 2.925h - 2.399 \geq 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 0.53 \text{ m.}$$

✓ Sous poteaux :

$N_{u,pot} = 4947.51 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.6 + h) = (2.4 + 4h) m$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 1.8h - 4.9 \geq 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}; h_{N3}; h_{N4}) = 100cm$$

$$\text{On prend : } h_N = 1$$

VI.3.2.6. Dimensionnement des nervures

➤ Largeur des nervures

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \text{ Soit : } b_p = 85 \text{ cm}$$

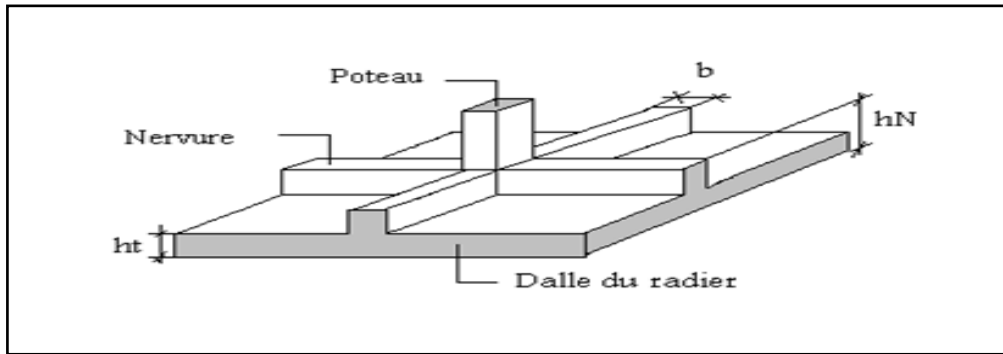


Figure VI.2 les éléments de radier.

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieur de la nervure et assure la transmission des charges au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

Hauteur des nervures

- L'épaisseur de la dalle nervure :

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{10} = 46 \text{ cm soit } h_{dalle} = 0.50 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de la dalle radier :

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = 23 \text{ cm soit } h_{dalle} = 0.30 \text{ m.}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier

dimensions de la nervure :

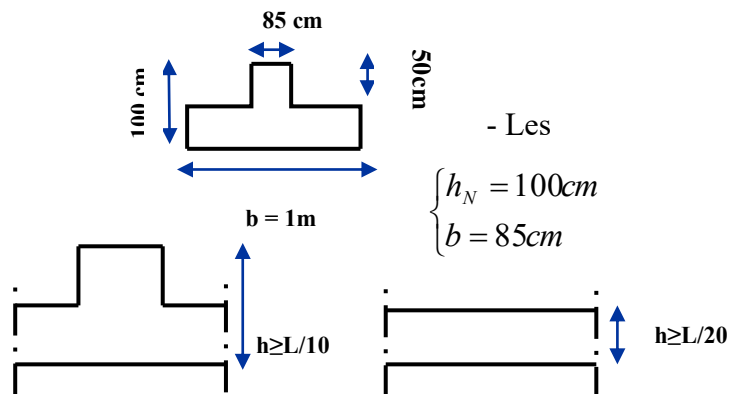


Figure VI.3 Dimension de radier nervurée.

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.3.2.7. Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{Superstructure}} = 50316.21 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 2290.00 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} * h_r * \rho_{\text{béton armé}}$$

$$G_{\text{radier}} = 628.0975 * 1 * 25$$

$$G_{\text{radier}} = 15702.4375 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 * S_{\text{batiment}} = 528.0975 * 25 = 13202.4375 \text{ kN}$$

$$G_{\text{voile périphérique}} = e * h * l * \rho_{\text{béton armé}} = 0,2 * 3.06 * 87.25 * 25 = 1337 \text{ kN}$$

$$G_{\text{remb}} = \gamma_{\text{remb}} * h * S_{\text{débord}}$$

Avec :

$$\gamma_{\text{remb}} = 1.84 \text{ t/m}^3$$

$$h = 3,06 \text{ m}$$

$$G_{\text{remb}} = 1,84 * 3,06 * 42,387$$

$$\begin{cases} G_{\text{total}} = \sum G_i = 50316.21 + 170.00 + 30652.38 \\ Q_{\text{total}} = \sum Q_i = 2290.00 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{\text{total}} = 81138.59 \text{ kN} \\ Q_{\text{total}} = 2290.00 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_G = 81138.59 \text{ kN} \\ N_Q = 2290.00 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 112972.0965 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 83428.59 \text{ kN}$$

VI.3.2.8. Vérification de la surface de radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 628.0975 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 447.060 \text{ m}^2$$

A l'ELS : $S_{radier} = 628.0975 \text{ m}^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 439.0978 \text{ m}^2$

VI.3.2.9. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par $N_{SER} = \sum N_{ser(super\ structure)} + N_{SER(infra\ structure)} = 83428.59 \text{ KN}$

a. Sollicitation du premier genre

b. À l'ELS

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{83428.59}{628.0975} = 132.827 \text{ Kn/m}^2$$

$\sigma_{ser} = 132.827 \text{ kn/m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ kn/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

c. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times \frac{h_N}{2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times \frac{h_N}{2}$$

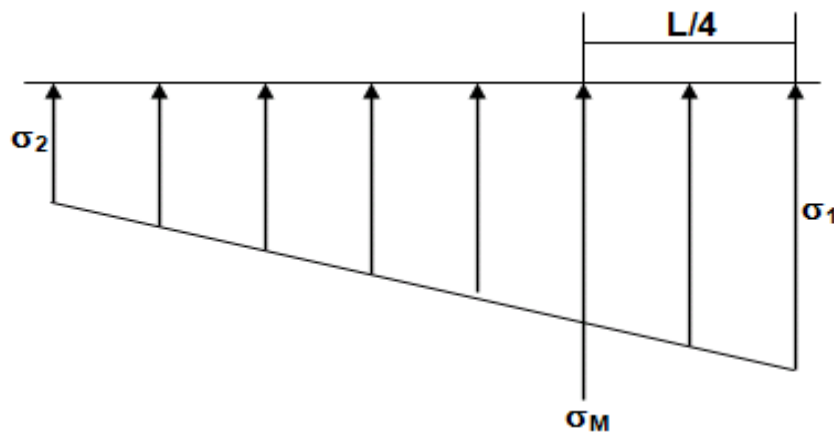


Figure VI.4 Contrainte sous le radier.

On vérifier que :

σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

❖ **ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 112972.0965 \text{ KN}$$

$$V = h/2 = 0,50 \text{ m}$$

$$S_{rad} = 628.0975 \text{ m}^2$$

M : est le moment de renversement.

$$M_{Rx} = 178227.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ry} = 89113.75 \text{ KN.m}$$

$$I_{xx} = 25243.170 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 21396.8604 \text{ m}^4$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 195 \text{ kN/m}^2$$

1. Contraintes sous le radier à l'ELU :

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	183.393	176.334	181.628
Sens y-y	181.946	177.782	180.905
Vérification	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{sol}} = 0.9$ ≤ 1.5	$\sigma_2^{min} > 0$	$\frac{\sigma\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = 0.94 < 1.33$

Tableau VI.1 : Contrainte sous le radier l'ELU.

❖ **ELS:**

$$N_{ser} = G + Q = 83428.59 \text{ kN}$$

2. Contraintes sous le radier à l'ELS :

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	136.357	129.297	134.592
Sens y-y	134.909	130.745	133.86
Vérification	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{sol}} = 0.70 \leq 1.5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\frac{\sigma\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = 0.70 < 1.33$

Tableau VI. 3 : Contrainte sous le radier l'ELS.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

d. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma_1 = 183.393 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_{ser} = \sigma_1 = 136.357 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.3.2.10. Ferrailage du radier nervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.3.2.11. Ferrailage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :
 - $M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

- $M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Panneau de rive :

- Moment en travée :

- $$\begin{cases} M_{t_x} = 0.85M_x \\ M_{t_y} = 0.85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis : $M_{a_x} = M_{a_y} = 0.5M_x$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée :
$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.75M_x \\ M_{t_y} = 0.75M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis : $M_{a_x} = M_{a_y} = 0.5M_x$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : Le petit portée de panneau.

L_y : La grande portée de panneau.

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$L_x = 4m$; $L_y = 4.60m$

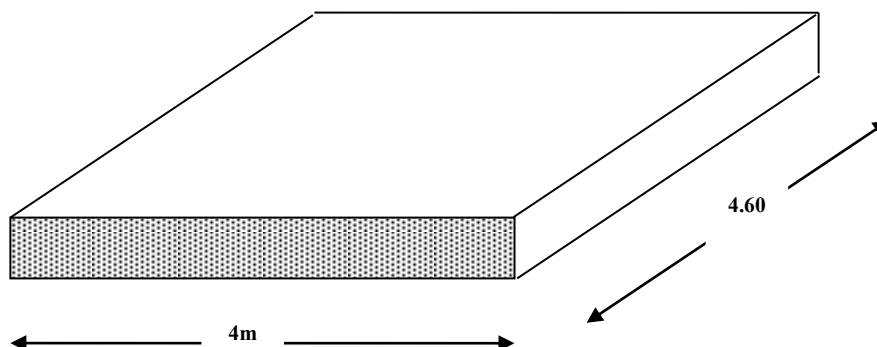


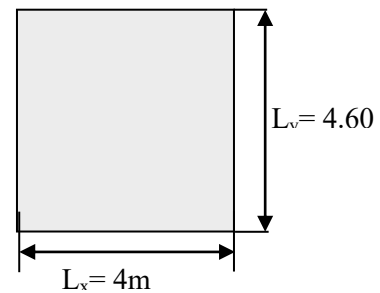
Figure VI.5 Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.60} = 0.87 > 0.4 \leftrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Par interpolation on trouve :

$$u_x = 0.0486$$

$$u_y = 0.7244$$



b. Evaluation des Charges et Surcharges:

$$\text{ELU : } q_u = \frac{112972.0965}{628.0975} = 179.864 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{N_s}{S_{ra}} = \frac{83428.59}{628.0975} = 132.827 \text{ KN / m}^2$$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0486 \times 179.864 \times 4^2 = 139.862 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.7244 \times 139.862 = 101.316 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 139.862 = 104.896 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 101.316 = 75.987 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 139.862 = 69.931 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 101.316 = 50.658 \text{ kN.m}$$

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS :

$$\mu_x = 0.0556$$

$$\mu_y = 0.8074$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0556 \times 179.864 \times 4^2 = 160.007 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8074 \times 160.007 = 129.189 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 160.007 = 120.005 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 129.189 = 96.891 \text{ KN.}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 160.007 = 80.0035 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 129.189 = 64.5945 \text{ KN.}$$

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	139.862	104.896	69.931	101.316	75.987	50.658
ELS	160.007	120.0057	80.003	129.189	96.89	64.594

Tableau VI. 4 : Récapitulatif des moments de la dalle de radier.

e. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$;
 $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 27 \text{ cm}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	μ_l	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	104.896	0.1015	0.391	25.55	11.79	4T20	12.57	25
	y-y	75.987	0.0735	0.391	25.968	8.408	5T16	10.05	20
Appui	x-x	69.931	0.0676	0.391	26.05	7.714	4T16	8.04	25
	y-y	50.658	0.0490	0.391	26.32	5.53	4T16	8.04	25

Tableau VI. 5 : Ferrailage des panneaux du radier.

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{7} = 14cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

f. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3..26cm^2 \text{ [1]}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6MPa \end{array} \right.$$

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	120.0057	12.57	8.93	30304.46	3.53	15	107.33	201.6	Ok
	y-y	96.89	10.05	8.15	23758.36	3.32	15	115.31	201.6	Ok
Appuis	x-x	80.003	8.04	7.41	18499.09	3.20	15	127.08	201.6	Ok
	y-y	64.594	8.04	7.41	18499.09	2.58	15	102.60	201.6	Ok

Tableau VI. 6 : Vérification des contraintes des panneaux de radier.

VI.3.2.11. Calcul de Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

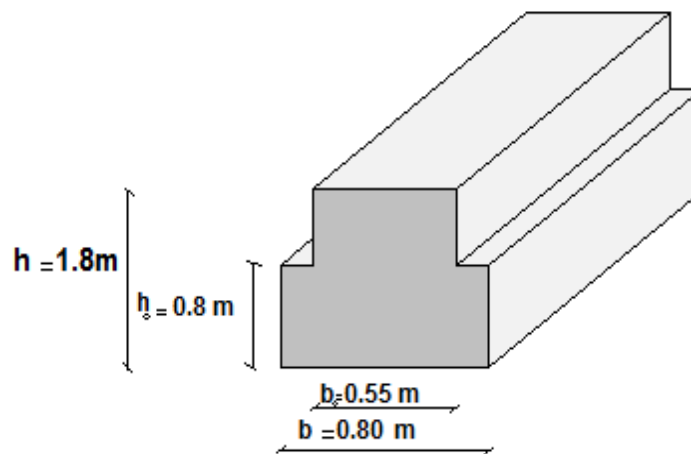


Figure VI.6 dimensions de la nervure.

1. Ferraillage longitudinal :

❖ ELU :

a. En travée :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 104.896 \text{ KN.m}$.

$$- M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2).$$

On a: $b = 0,50 \text{ m}$; $h = 0,70 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,63 \text{ m}$

$F_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$.

$$\Rightarrow M_t = 0,50 \times 0,70 \times 14,17 (0,90 - 0,35) = 2.727 \text{ MN.m.}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section à tige rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu = \frac{104.896 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,63)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,037$$

$\Rightarrow \mu < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\Rightarrow \alpha = 0.047$$

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

$$\Rightarrow Z = 0.618 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{104.896 \times 10^{-3}}{0.618 \times 348} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 4T16$ filante » de section **7.78** cm²/ml.

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(3.5 \text{ cm}^2; 4.226 \text{ cm}^2)$$

Donc : 4.87 cm² > 4.226 cm²..... C.V

b. En appui :

Le moment maximum en appui $M_{\text{amax}} = 69.931 \text{ KN.m}$.

$$\mu = \frac{69.931 \times 10^{-3}}{0.50 \times (0.63)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu = 0.0248$$

$\Rightarrow \mu < 0.187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\Rightarrow \alpha = 0.0314$$

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

$$\Rightarrow Z = 0.62 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{69.93 \times 10^{-3}}{0.618 \times 348} = 3.24 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 2*4T16$ » de section **14.81** cm²/ml.

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(3.5 \text{ cm}^2; 4.226 \text{ cm}^2)$$

Donc : $3.24 \text{ cm}^2 > 4.226 \text{ cm}^2$ C.V

❖ l'ELS :

a. En travée :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 120.0057 \text{ kN.m}$.

$$\text{il faut vérifiée que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \frac{104.896}{120.0057} = 0.874$$

$$\alpha \leq \frac{0.874 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.0314$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0314 < 0.187 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ \Rightarrow Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

b. En appui :

Le moment maximum en appui $M_{amax} = 80.003 \text{ kN.m}$.

$$\text{il faut vérifiée que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \frac{104.896}{80.003} = 1.311$$

$$\alpha \leq \frac{1.311 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.405$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.405 < 0.434 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ \Rightarrow Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

2. Ferraillage transversal :

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{337.34 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.63} \Rightarrow \tau_u = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{u1} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très nuisible.}$$

$$\Rightarrow \tau_{u1} = \min(2.5; 5) \text{ MPa}$$

Alors que $\tau_u < \tau_{u1} = 2.5 \text{ MPa}$C.V

-Calcul du diamètre des armatures transversales :

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

Avec :

$\phi_i = 1,4 \text{ cm}$ (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{0.70}{35}; \phi_i; \frac{0.50}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un choix de : $\Phi 10$.

-Calcul de l'espacement :

Vérification **RPA** :

- Dans la zone nodale : $s \leq \text{Min}(h/4 ; 12\Phi ; 30) \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $s' \leq h/2$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\text{Alors : } \begin{cases} s \leq \min\left(\frac{0.70}{4}; 12 \times 1.4; 30\right) \text{ cm} = \\ s' \leq \frac{0.70}{2} = \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s = 15 \text{ cm} \\ s' = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.3.2.12. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.5m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

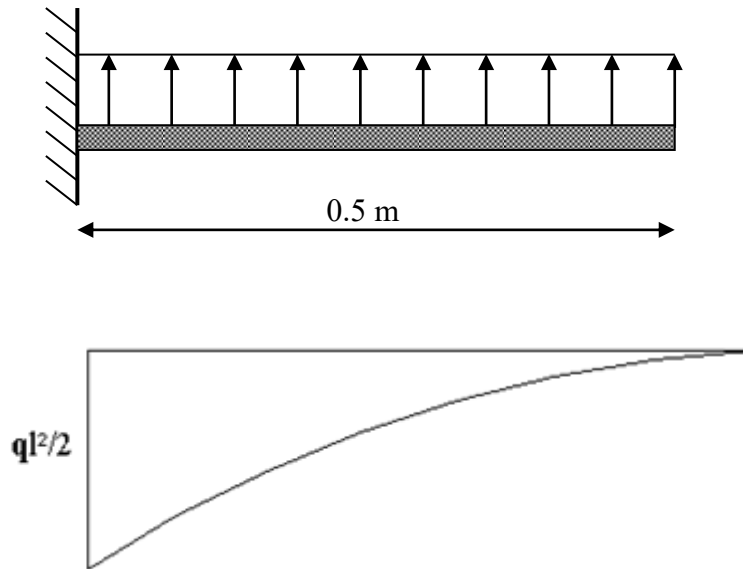


Figure VI.7 Diagramme des moments

a. Calcul de ferrailage :

$q_u=179.864\text{kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=50\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$.

$M_u(\text{kN.m})$	μ	μ_1	$A_{s\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
31.0375	0.0078	0.391	5.43	1.441	7T12	7.92

Tableau VI.7 Ferrailage des débords

On opte $S_t=14\text{cm}$

b. Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.98\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3.96\text{cm}^2 \quad \text{On opt } 5T10=3.93\text{cm}^2, S_r=12\text{cm}$$

c. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43\text{cm}^2 < 7.92\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérfifié}$$

d. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser} = 132.827\text{kN/ml}$$

$$M_{ser} = 16.603\text{kn.m}$$

Les étapes de vérification sont données par l'organigramme II (voir annexe).

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 201.6\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifi catio n
16.603	7.92	9.22	178214.6	3.1	15	136.35	201.6	OK

Tableau VI.8 Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

VI.4. Voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.1. Caractéristiques du Sol :

Le poids spécifique : $\gamma = 18.4 \text{ KN/m}^3 \rightarrow \mathbf{20 \text{ KN/m}^3}$.

L'angle de frottement : $\varphi = \mathbf{19,22^\circ}$.

La cohésion : $c = \mathbf{0.320 \text{ bars}}$

} Rapport du sol.

VI.4.2. Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :

La hauteur du S. Sol : $h = 2.70 \text{ m}$.

La hauteur libre : $h_e = 2.70 - h$

Poutre S. Sol = $2.70 - (0.45) = \mathbf{2.25m}$

La longueur : $L = \mathbf{4.60 \text{ m}}$

L'épaisseur : $e = \mathbf{20 \text{ cm}}$

VI.4.3. Evaluation des Charges et Surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

1. la poussée des terres :

$$G = 2.25 * 20 * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{19.22}{2} \right) - 2 * 9.2 * \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{19.22}{2} \right) = \mathbf{9.655 \text{ KN/ml}}$$

2. surcharge accidentelle :

$$Q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 5.80 \text{ KN/ml}$$

VI.4.4. Répartition des contraintes sur le voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A) L'ELU :

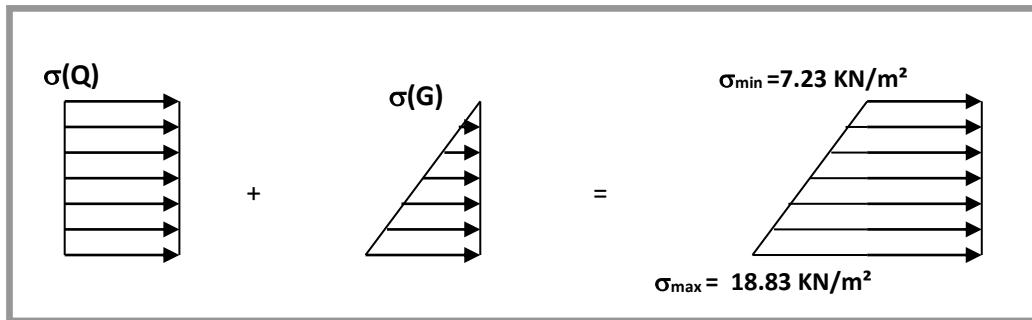


Figure VI.8 Répartition des contraintes sur le voile périphérique à l'E.L. U

$$\sigma_{\text{moy}} = 13.03 \text{ KN/m}$$

B) l'ELS :

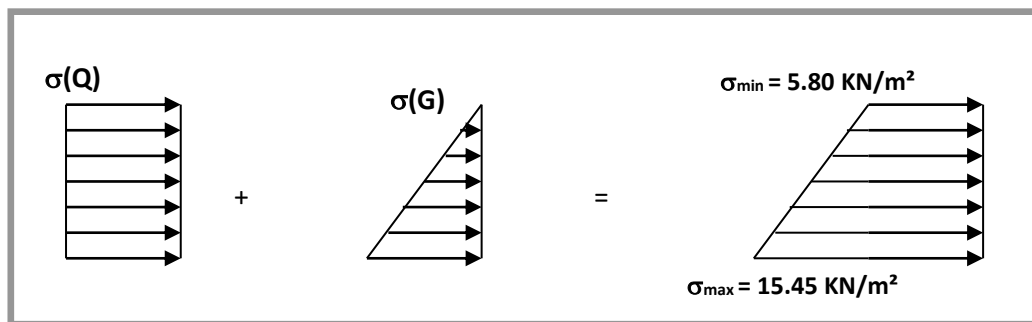


Figure VI.9 Répartition des contraintes sur le voile périphérique à l'E.L.S

$$\sigma_{\text{moy}} = 10.62 \text{ KN/m}$$

VI.4.5. Ferrailage du Voile

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.55 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$L_y = 4.60 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.554 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle est portée dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0.554 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.32 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.489 \end{cases}$$

		Sens -XX-	Sens -YY-
		Lx = 2.55m	Lx = 4.60m
$\alpha = 0.55 \rightarrow$ La dalle est portée dans les deux sens			
E.L. U	μ	0.0794	0.32
	M_0	20.61	6.61
	M_t	23.51	5.61
	M_{ap}	8.81	1.983
E.L. S	μ	0.0844	0.489
	M_0	15.81	7.73
	M_t	13.43	6.57
	M_{ap}	4.473	2.32

Tableau VI.9 Les sections d'armatures pour le voile périphérique.

	Sens	M (kN.m)	A (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{min} BAEL91(cm ²)
Travée	X - X	23.51	7.26	6T16	$A_{min} = 0.08\% * b * h$
	Y - Y	8.61	2.58	T12	
appui	X - X	9.81	2.94	6T16	
	Y - Y	2.983	0.88	6T12	

Tableau VI.10 Ferrailage de voile périphérique.

VI.4.5.1. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que (B.A.E.L.91) :

$$\tau = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{32.19 * 4.60}{2} = 74.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.412 \text{ Mpa.}$$

La fissuration est considérée comme nuisible : $\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$

$$= 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.412 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

		M (KN .m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	As >	Observation
Travée	XX	13.34	4.07	201.5	4.10 cm²	Ok
	YY	6.57	2.69	198.9	2.00 cm²	Ok
Appui	XX	4.47	2.14	191.6	1.40 cm²	Ok
	YY	2.32	1.51	196.2	0.70 cm²	Ok

Tableau VI.11 Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis de mettre en évidence les connaissances théoriques, générales acquises durant l'ensemble des années d'étude et de comprendre l'origine des différentes méthodes et leur application, aussi d'assimiler logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a pu déduire que la seule connaissance théoriques n'est pas suffisante, car il existe un autre coté constructif qui ressort plus de l'expérience que de calcule et auquel il est utile de se conformer.

On a utilisé le logiciel ETABS pour la modélisation afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'utilisation de ce dernier m'a facilité le choix de la disposition des voiles pour avoir un bon comportement dynamique de la structure, et donne des bons résultats sur la réponse à l'excitation dynamique (sollicitations, déplacements)

Il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances pour cela seul travail continu des compréhensions et de volonté de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

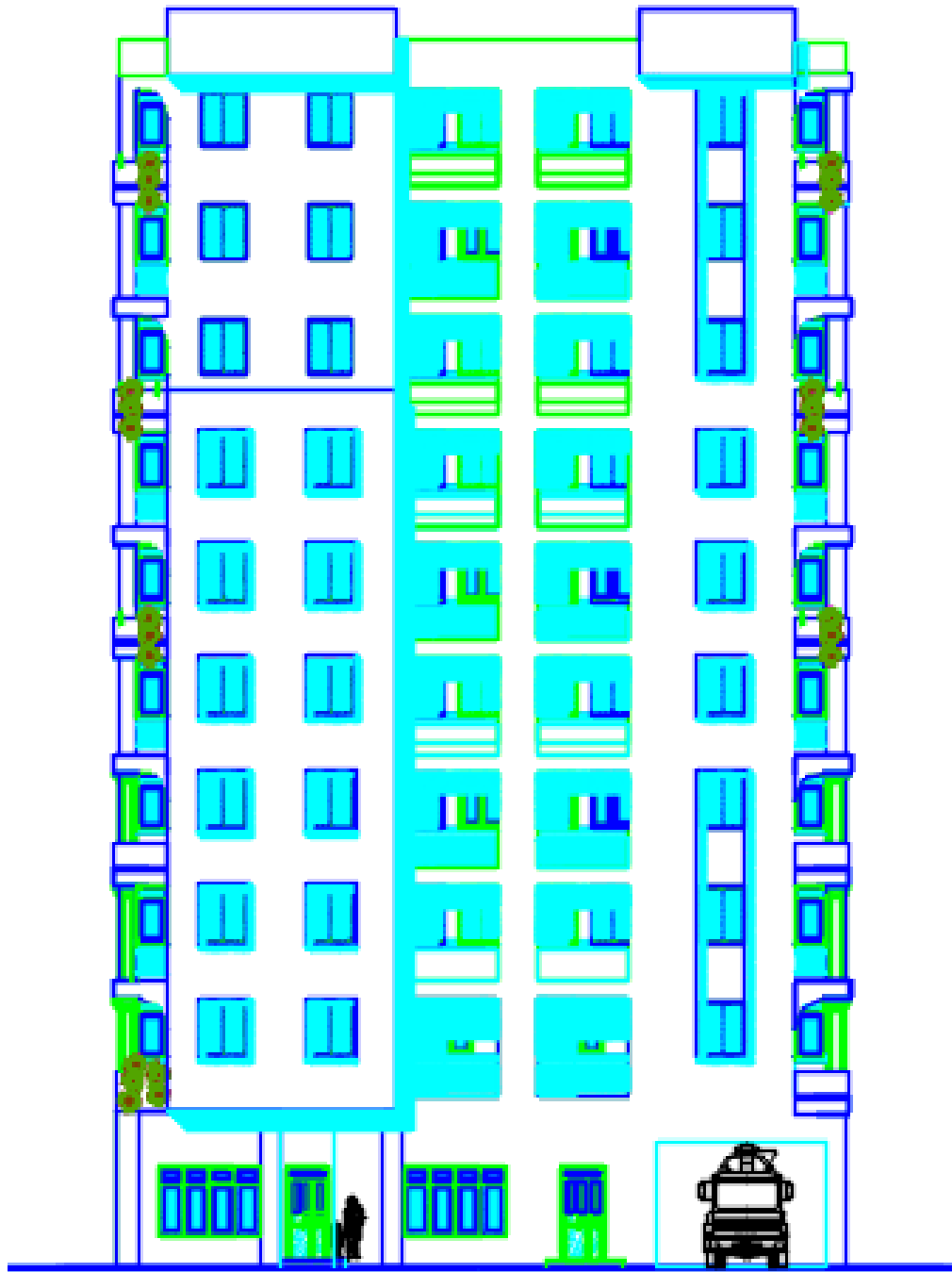
REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

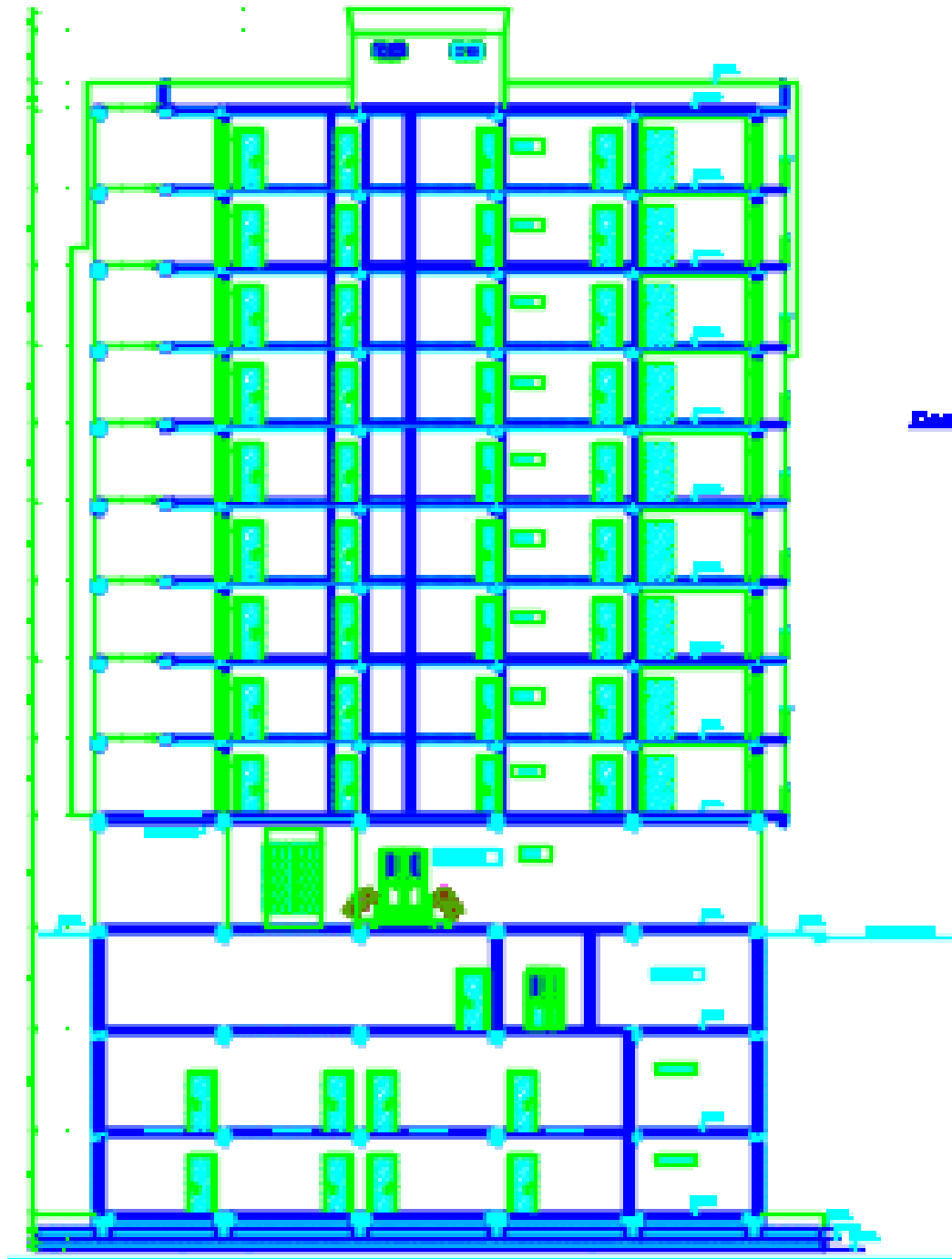
LOGICIELS

- Logiciel de L'ETABS.
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2016.

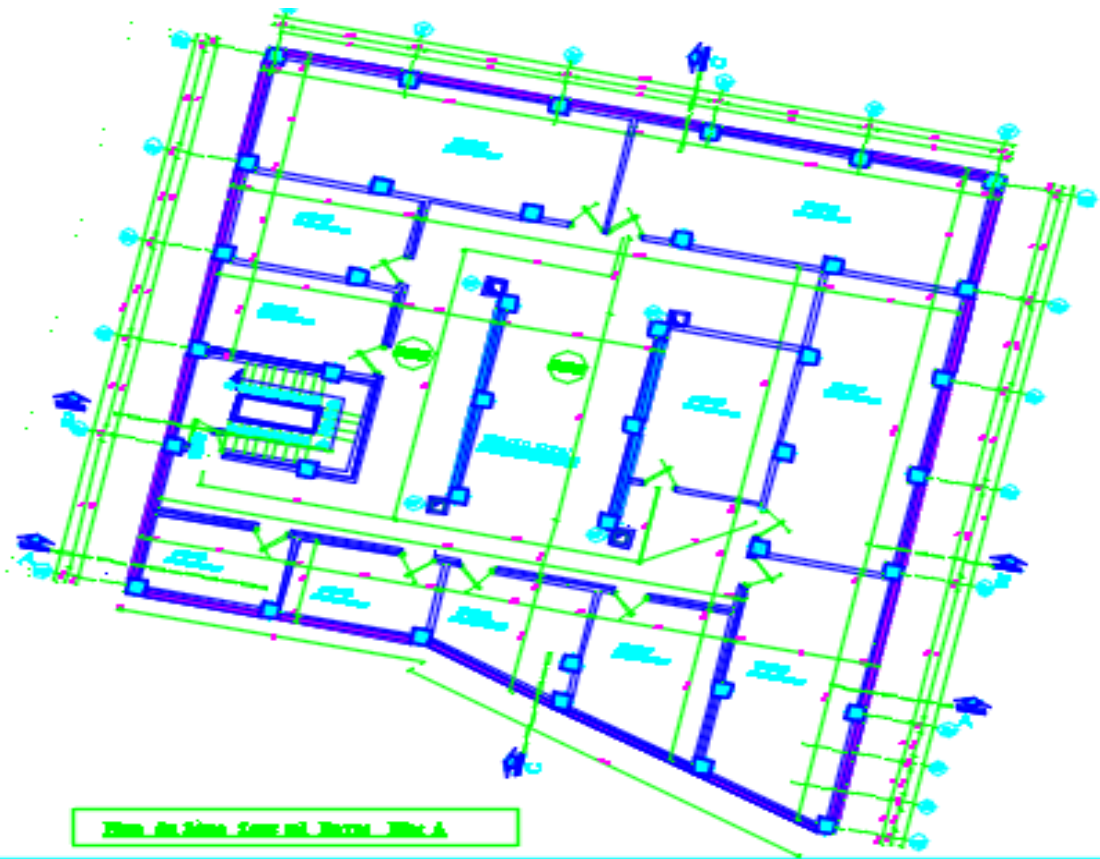
Annexes



Façade principale



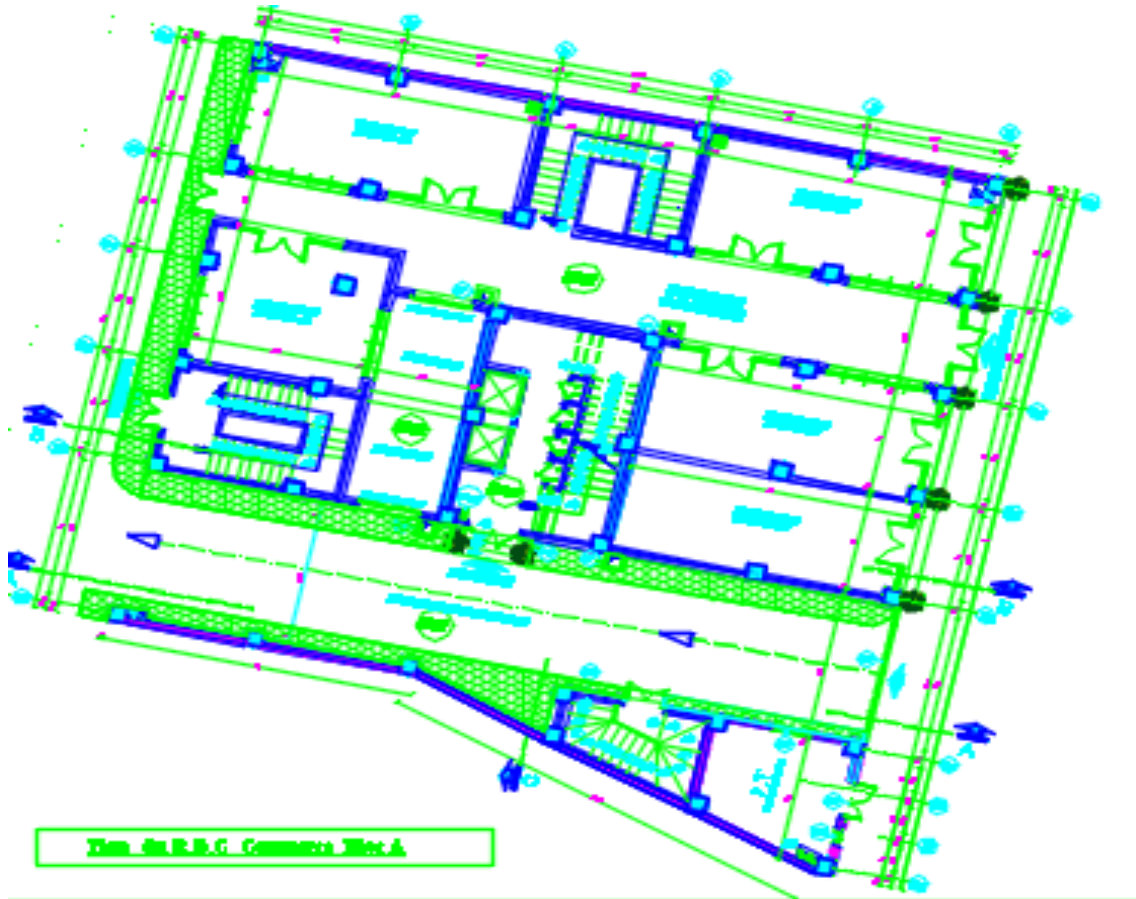
Coupe A-A sur passage.



Plan de plan de base de l'étage 1



Plan de plan de base de l'étage 1



Plan du B.B.C. Commerce Mot A

