

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA
جامعة سعد دحلب -البليدة-



Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا
Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : STRUCTURE ET MAETIAUX

THÈME

ETUDE D'UN OUVRAGE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN BETON
ARME AVEC DECROCHEMENT EN ELEVATION

Devant les membres de jury :

Président:
Examinateur:
Examinateur :
Promoteur : M^r DERBALA AMAR

Réalisé par :

M^{me} ZEHAR NABILA .
M^{lle} BOUCHEDOUB NADIA .

PROMOTION : 2013-2014

Dédicace:

A mes très chers parents qui m'ont couvert de leur amour, de leur bonté ainsi que d'un fort soutien tout au long de mes études;

A mon très cher époux Aflah Tirichine ;

A mon cher frère Brahim, et à ma chère sœur Amel;

A tout ma famille et ma belle-famille ;

A tous mes amis de la promotion 2014 en génie civil...

Le présent travail vous est dédié

Z. Nabila

Dédicaces

Je dédie mon mémoire de fin d'études à ma grande famille :

Mes parents, mes frères et mes sœurs

Surtout à ma mère qui m'a soutenue moralement et qui a

beaucoup souffert pour nous élever afin que nous puissions

arriver à notre but dans la vie.

Et aussi à mes amies :

nesrin ;romaissa ;samia ;malika ;ahmed ;madjid .hamido ;ousm ;

dawade ;iyade.

Sans oublier mon binôme, nabila.

Et toute la promotion de génie civil 2014 .

« NADIA »

Remerciements

Nous remercions El allah qui nous a donné le courage et la patience Jusqu'au bout de nos études.

Au terme de ce cycle de préparation qui, nous espérons sera couronné par le diplôme de Master 2 en génie civil, nous tenons à remercier notre promoteur Mr DARBALA pour la patience, l'abnégation, le dévouement et le soutien qu'il nous a témoigné pour achever à terme cette modeste thèse et pour avoir proposé et dirigé ce travail. Nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux.

Nous tenons à remercier vivement l'ensemble des professeurs du département de génie civil qui ont encadré notre parcours ainsi que ceux qui ont contribué à notre formation. Nos remerciements vont aussi à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'établissement de ce mémoire.

Nous ne saurons oublier enfin de remercier les honorables Membres du Jury qui nous font l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع عمراني تتألف من طابق أرضي+12 طابق يتم إنجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (*RPA99 modifié en 2003*) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة على شكل نواة مركزية.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (*RPA 99 modifié en 2003,BAEL 91 modifier 99*) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي Socotec.

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un ouvrage à usage d'habitation et commercial composé de **R+12** et de **R+7** et sous sol à usage stockage, l'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de Blida, classé en zone **III** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 modifié en 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **SAP 2000**.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir **BAEL91 modifier99**,
RPA99 modifié en 2003.

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel **SOCOTEC**.

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of an for habitation and commercial of R + 12 stages and one basement which will be established in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 modified in 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software SAP 2000.

*The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing **BAEL91 modified in 1999, RPA99 modified in 2003.***

*For the checking of reinforcement we used software **Socotec.***

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction.....	1
II.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
II.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	2
II.4. Hypothèses de calcul.....	6

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	8
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	8
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	10
II.4. Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	14
II.4. Pré dimensionnement Les voiles.....	22

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère.....	24
III.2. Etude des planchers.....	30
III.2.1 Introduction.....	30
III.2.2 Plancher en corps creux.....	30
III.3 Plancher en dalle pleine.....	46
III.4. Dalle machine.....	51
III.5. Balcons.....	57
III.6. Escalier.....	62

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	68
IV.2.Objectifs de l'étude dynamique.....	68
IV.3.Choix de la méthode.....	68
IV.4.Méthode dynamique modale spectrale.....	68
IV.5.Modélisation de la structure.....	70
IV.6.Disposition des voiles.....	71
IV.7.Résultats de l'analyse dynamique du modèle initiale.....	72

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction.....	80
V.2. Ferrailage des poteaux.....	80
V.3. Ferrailage des poutres.....	92
V.4. Ferrailage des voiles.....	105

CHAPITRE VI: ÉTUDE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Étude du voile périphérique.....	111
VI.2. Etude des fondation	116
VI.2.6. Choix de type de fondation.....	118
VI.2.6.1 Semelles isolées	118
VI.2.6.2 Semelles filantes.....	120
VI.2.6.3 Radier général.....	122

CONCLUSION

ANNEXES.

Introduction :

Ce document constitue l'étude du travail accompli dans le cadre de notre formation de Master 2 en Génie Civil à l'université de Blida. Le travail d'analyse réalisé lors de ce projet de fin d'études porte sur une tour en R+12 et R+7 (décrochement en élévation) avec un sous-sols à usages multiples, située à Blida, une zone de forte sismicité. L'ensemble de l'ossature porteuse est réalisé en béton armé. Cette étude nous a été proposée par le bureau d'études **Technique et Architecture** de M. CHERFA Mohamed, spécialisé dans le domaine du bâtiment en structures en béton armé et a été orientée autour de trois axes principaux.

Après une brève présentation des caractéristiques de la structure étudiée et des matériaux utilisés, la stabilité verticale de la structure est étudiée. Nous procéderons dans cette optique au pré-dimensionnement des éléments structuraux (poutres, voiles et poteaux) et non structuraux (planchers, balcons...etc.) ainsi qu'à l'établissement de la descente de charges. Le calcul du ferrailage des différents éléments non structuraux sera ensuite entrepris. Cette étape est l'objet des chapitres I, II et III.

La deuxième étape porte sur l'analyse de la stabilité latérale de la structure. On procède à une étude de la structure porteuse sous l'effet des efforts dynamiques dus essentiellement aux séismes. Le choix de la structure porteuse permet de définir le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations dynamiques en tenant compte des contraintes architecturales. Dans un premier temps, le bâtiment sera modélisé sur un logiciel de calcul aux éléments finis. Ensuite, on procédera au calcul du ferrailage des éléments structuraux sur la base des efforts les plus défavorables obtenus de l'analyse dynamique, et puis la vérification de ces éléments à partir du règlement RPA99/2003. Cette étape est dans les chapitres IV et V.

La dernière partie de ce projet de fin d'études, présentée dans le chapitre VI, est l'étude de l'infrastructure s'appuyant sur les conclusions du rapport de sol. Les études des fondations et du voile périphérique sont grandement influencées par les contraintes techniques du site (poids spécifique du remblai, contrainte admissible du sol). On procède à l'analyse du radier à la flexion, à l'effort tranchant et au poinçonnement. Le ferrailage du voile périphérique permet de conclure ce travail.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 diagramme contrainte déformation à L'ELU	4
Figure I.2 :diagramme contrainte déformation à L' ELS.....	4
Figure I.3 :diagramme contrainte déformation de l'acier à L'ELU.....	5
Figure II.1 : charge dues au plancher terrasse inaccessible	11
Figure II.2 : coupe de voile en élévation	23
Figure II.3 : coupe de voile en plan pour différent cas	23
Figure III .1 : acrotère.....	24
Figure III.2 : sollicitation de l'acrotère.....	24
Figure III.3 :diagramme des efforts à L'ELS.....	26
Figure III.4 : ferrailage de l'acrotère.....	30
Figure III.5 : coupe transversale d'un plancher à corps creux	31
Figure III.6 :ferrailage des poutrelles.....	44
Figure III.7 :disposition constrictive des armatures de la compression.....	46
Figure III.8 :schéma ferrailage de balcon.....	61
Figure III.9 : dimensions de l'escalier.....	62
Figure III.10 : charge sur l'escalier.....	64
Figure III.11 : schéma statique de l'escalier	64
Figure III.11 : ferrailage de l'escalier	67
Figure IV.1 :model initial(poteaux+poutre+voile de cage escalier).....	71
Figure IV.2 : disposition des voiles final.....	72
Figure V.1 :schéma de ferrailage des poteau.....	91
Figure V.2 :arrêt barres.....	101
Figure V.3 : ferrailage des poutres porteuses.....	103
Figure V.3 : ferrailage des poutres non porteuses.....	104

Figure V.4 :schéma des contraintes développées dans un voile.....	106
Figure V.5 :schéma descriptif pour le calcul de la bande	106
Figure V.5 :schéma de ferrailage de voile V_{y1}	110
Figure VI.1 :évaluation des charge voile périphérique.....	111
Figure VI.2 :poussées des terres.....	112
Figure VI.3 : semelle isolée sous poteaux.....	118
Figure VI.4 :schéma du radier nervuré.....	123
Figure VI.5 :schéma statique du bâtiment.....	127
Figure VI.6 ;les contraintes sous radier.....	129
Figure VI .7 :vue en plan illustrant les dimensions du panneau de le plus sollicité.....	134
Figure VI.8 ;schéma statique du débord.....	140
Figure VI.9 :diagramme des moments.....	140
Figure VI.10 :ferrailage du radier.....	142
Figure VI.11 :Schéma descriptif de disposition de ferrailage d'un radier nervuré.....	143
Figure VI.12 :ferrailage de nervure sens XX.....	143
Figure VI.13 : ferrailage de nervure sens YY	144

LIST DES SYMBOLES

- 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.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- q_{ref} : Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- 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.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.

- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- 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, Moment a la base.
- 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.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 :choix des poutres	14
Tableau II.2 :dégression des surcharges d'exploitation	16
Tableau II.3 : dégression des surcharges d'exploitation	21
Tableau II.4 :choix des section des poteaux centraux.....	22
Tableau III.1 :les sollicitation dans la poutrelle de à L'ELU et l'ELS de trois travées.....	36
Tableau III.2 : les sollicitation dans la poutrelle de à L'ELU et l'ELS de quatre travées...	37
Tableau III.3 : les sollicitations dans la poutrelle de à L'ELU et l'ELS de Cinqtravées....	37
Tableau III.4 :récapitulatif du calcul des section d'armatures en travée.....	38
Tableau III.5 :récapitulatif du calcul des section d'armature en appuis.....	39
Tableau III.6 : récapitulatif pour la vérification à L'ELS.....	41
Tableau III.7 :récapitulatif du calcul de la flèche.....	42
Tableau III.8 : ferrailage de la dalle pleine.....	47
Tableau III.9 : vérification des contraintes à L'ELS.....	49
Tableau III.10 : récapitulatif du calcul de la flèche	51
Tableau III.11 :récapitulatif des résultats des ferrailage en travée sens Lx.....	53
Tableau III.12 :récapitulatif des résultats des ferrailage en travée sens Ly.....	53
Tableau III.13 :récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis	54
Tableau III.14 :vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	55
Tableau III.15 : ferrailage du balcon	59
Tableau III.16 : vérification des contraintes du balcon.....	61
Tableau III.17 :charge et surcharge sur la paillasse	63
Tableau III.18 :charge et surcharge sur la volée	63
Tableau III .19 :combinions d'actions sur l'escalier.....	63
Tableau III.20 :calcul du ferrailage des escaliers.....	65

Tableau III.21 :calcul du ferrailage des escaliers.....	56
Tableau III.22 : récapitulatif pour la vérification de la flèche.....	67
Tableau IV.1 : période et facteurs de participation massique.....	72
Tableau IV.2 :vérification des déplacement inter itages model initial.....	73
Tableau IV.3 : période et facteurs de participation massique du model 2.....	74
Tableau IV.4 :vérification des déplacement intr étage model1.....	75
Tableau IV.5 : période et facteurs de participation massique.....	77
Tableau IV.6 :vérification des déplacement interétage model final.....	78
Tableau IV.7 :vérification d'effort normal réduit.....	78
Tableau IV.8 : justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	79
Tableau V.1 : ferrailage des poteaux en situation durable N_{max} ; M_{cor}	82
Tableau V.2 :ferrailage des poteaux en situation durable M_{max} N_{cor}	82
Tableau V.3 : ferrailage des poteaux en situation accidentelle N_{max} , M_{cor}	82
Tableau V.4 :ferrailage des poteaux en situation accidentelle M_{max} , N_{cor}	83
Tableau V.5 :ferrailage des poteaux en situation accidentelle N_{max} , M_{cor}	83
Tableau V.6 :ferrailage des poteaux en situation accidentelle M_{max} , N_{cor}	83
Tableau V.7 :ferrailage des poteaux en situation accidentelle N_{min} , M_{cor}	83
Tableau V.8 : résultats du ferrailage des poteau	84
Tableau V.9 : vérification des contraintes pour les poteaux.....	85
Tableau V.10 :vérification de la contraintes de cisaillement pour les poteaux	86
Tableau V.11 : espacement maximales selo RPA99.....	87
Tableau V.12 : choix armatures transversales pour les poteaux.....	88
Tableau V.13 : vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.....	89
Tableau V.14 :ferrailage des poutres porteuses situation durable.....	93
Tableau V.15 : ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle.....	93
Tableau V.16 :ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle.....	93
Tableau V.17 : ferrailage des poutres secondaires situation durable.....	94

Tableau V.18 :ferraillage des poutres porteuses situation accidentelle.....	94
Tableau V.19 :ferraillage des poutres porteuses situation accidentelle	94
Tableau V.20 :choix des armatures pour les poutres porteuses.....	95
Tableau V.21 :choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	95
Tableau V.22 :vérification de la condition de non fragilit(poutres porteuses).....	96
Tableau V.23 :vérification de la condition de non fragilit(poutres non porteuses).....	96
Tableau V .24 :vérification des poutres principales à L'ELS.....	96
Tableau V.25 :vérification des poutres non principales à L'ELS.....	97
Tableau V.26 :vérification de la contrainte de cisaillement	97
Tableau V.27 :calcul des armatures transversales.....	98
Tableau V .28 :vérification de la flèche.....	99
Tableau V.29 :calcul de la flèche	101
Tableau V.30 : ferraillage des bondes.....	107
Tableau V.31 : ferraillage de la façade de voile.....	108
Tableau V.32 :ferraillage horizontale de voile.....	109
Tableau VI.1 :ferraillage du voile périphérique.....	113
Tableau VI.2 :vérification des contraintes à L'ELS.....	115
Tableau VI.3 :section des semelles filantes sens yy.....	120
Tableau VI.4 :section des semelles filantes sens xx.....	121
Tableau VI.5 :représentant les valeurs de N_r ; M_r ; e_0	128
Tableau VI.6 :contraintes sous le radier à L'ELU.....	130
Tableau VI.7 :contraintes sous le radier L'ELS.....	130
Tableau VI.8 :calcul des moments à L'ELU.....	133
Tableau VI.9 :calcul des moments àL'ELS.....	133
Tableau VI.10 :ferraillage des panneaux du radier.....	134
Tableau VI.11 :vérification des contraintes.....	135
Tableau VI.12 :ferraillage des nervures sens XX	137

Tableau VI.13 :ferraillage des nervures sens YY.....	137
Tableau VI.14 :vérification des contraintes.....	138
Tableau VI.15 :ferraillage du débord.....	141
Tableau VI .16 :vérification des contraintes du débord.....	142

CHAPITRE I

PRESENTATION

DE

L'OUVRAGE

CHAPITRE II

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

CHAPITRE IV

ÉTUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

CHAPITRE VI

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'une tour composée de (RDC+(coté 12 et coté 7)+1SS) à usage d'habitation ; l'ouvrage sera implanté à Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*).

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

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

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment :
 - Hauteur totale du coté 12 étages39,78m
 - Hauteur totale du coté 7 étages.....24,48m
- Hauteur du sous-sol.....3,06m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan35,69 m
- Largeur total en plan16,45 m

I.2.2. OSSATURE :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99ver.03), le système de contreventement de la structure, est un système de contreventement mixte assuré par

des voiles et des portiques.

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON (RPA 99 versions 2003) :

I.2.4. PLANCHER :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux.
- Dalles pleines

I.2.5. ESCALIER :

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au 12^{ème} étage, l'escalier est constitué de deux volées et de paliers

I.2.6. MAÇONNERIES :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conforme aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99version 2003** et **CBA93**).

I.3.1. BÉTON :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

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

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 l de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm^2 de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

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

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

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinale", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \xi)$ d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [C B A 93].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \xi)$ d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [C B A 93].

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limite de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

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..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

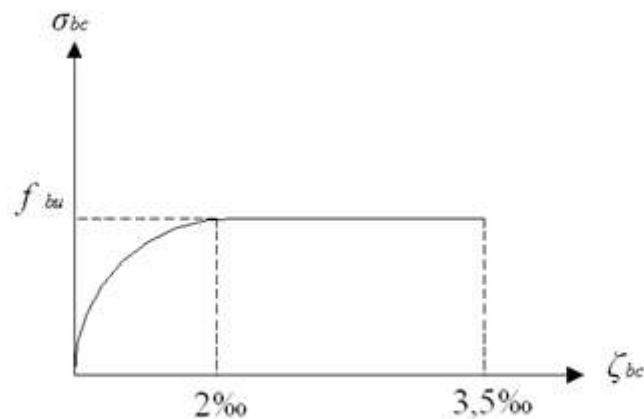


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation à L'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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 : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

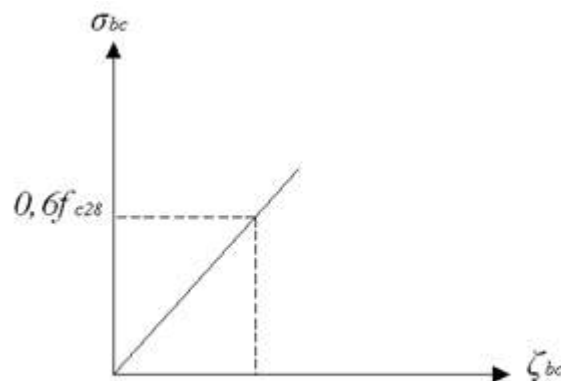


Figure 1.2 Diagramme contrainte-déformation à L'ELS

I.3.2. ACIERS :

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

- Ronds lisses (R.L) : $FeE24$
- Barres à haute adhérences (HA) : $FeE40$
- Treillis soudés (TS) : $TLE52 \varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalle

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): $FeE = 22 (f_e = 215 \text{ MPa}) ; FeE = 24 (f_e = 235 \text{ MPa})$
- Barres à haute adhérences (HA) : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les aciers ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limite de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

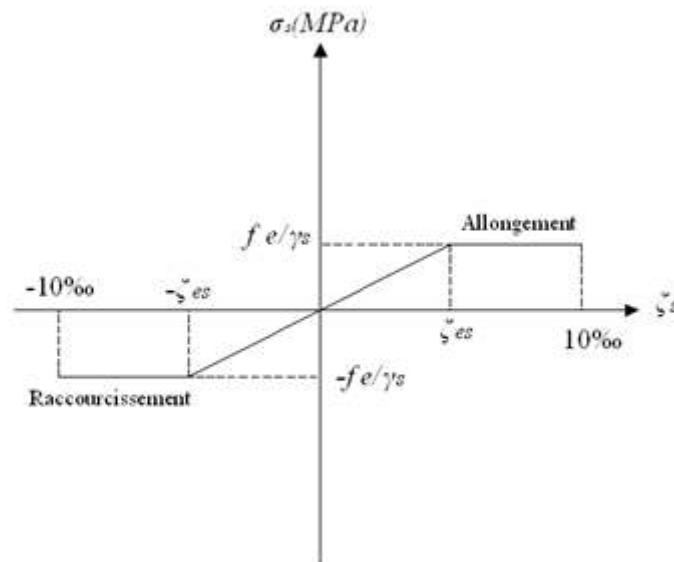


Figure I.3 :Diagramme contrainte-déformation de l'acier à L'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

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

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers $FeE400$ on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 1,74 \text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification

Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right\} = 201,63$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8 \varepsilon$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

$$\zeta_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_b}$$

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL :

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

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

$$\diamond \text{ rond lisse} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- ◆ haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$

Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

PREDIMENSIONNEMENT**II.1.INTRODUCTION :**

Le pré-dimensionnement des éléments se base sur le principe de la descente des charges et des surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage et sur les formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur (**BEAL 91 modifié 99**) et vérifiées selon le règlement (**RPA 99 version 2003**) et **CBA**.

II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants, et de typédalles pleines pour les cages des escaliers, les balcons et sous-sol.

Plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de délimitation de flèche) [1]

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

Avec :

L: portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t: hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression) = hauteur de la poutrelle.

Donc : L max=315cm

$$\text{D'où : } h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18,67$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de 20cm :

$$h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

Avec :

16cm : épaisseur du corps creux

4cm : épaisseur de la dalle de compression

Remarque: si la condition de rigidité est vérifiée, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Dalles pleines :

Elle concerne les escaliers et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur, la dalle de RDC et la dalle de sous-sol. L'épaisseur à adoptera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu

- **Condition de rigidité :**

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_{max}}{35} < e < \frac{L_{max}}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_{max}}{50} < e < \frac{L_{max}}{40}$

L_{max} étant la portée de la dalle.

a. Dalle reposant sur trois côtés

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$$L_x = 506 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{506}{50} \leq e \leq \frac{506}{40} \Rightarrow 10,12 \text{ cm} \leq e \leq 12,65 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } e = 12 \text{ cm}$$

b. Dalle reposant sur deux côtés

- Dalles reposant sur deux côtés : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$$L_x = 605 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{605}{35} \leq e \leq \frac{605}{30} \Rightarrow 17,28 \text{ cm} \leq e \leq 20,16 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } e = 18 \text{ cm}$$

- **Isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique il faut que la masse du plancher soit supérieure ou égale à 16 cm

Finalemment : $e \geq \max(e) = 18\text{cm}$;

Donc on adopte des dalles pleines de 18 cm d'épaisseur.

Dalle de RDC et sous-sol :

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$.

$L_x = 495\text{ cm}$

Donc : $\frac{495}{50} \leq e \leq \frac{495}{40} \Rightarrow 9,9\text{ cm} \leq e \leq 12,37\text{ cm}$

Alors: $e = 12\text{ cm}$

Max $e = (11; 12; 16) = 16\text{cm}$

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

L'ensemble des charges appliquées sur la structure doit être acheminé jusqu'au sol. Chaque élément supporte les charges qui sont au-dessus de lui. Pour un étage donné, les charges transitent des dalles à leurs porteurs (poutres et/ou voiles), puis des poutres à leurs porteurs (Poteaux, poutres et/ou voiles).

II.3 .1 .PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE :

II.3 .1 .1 . Charges permanentes :

a- Planchers à corps creux

1- Graviillon de protection ($e=5\text{cm}$; $\rho=17\text{kN/m}^3$).....	$0,85\text{kN/m}^2$
2- Etanchéité multicouche ($e=2\text{cm}$).....	$0,12\text{kN/m}^2$
3- Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$).....	$2,20\text{kN/m}^2$
4- Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$).....	$0,16\text{kN/m}^2$
5- Dalle de compression + corps creux (16+4).....	$2,80\text{kN/m}^2$
6- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	$0,20\text{kN/m}^2$

$G=6,33\text{kN/m}^2$

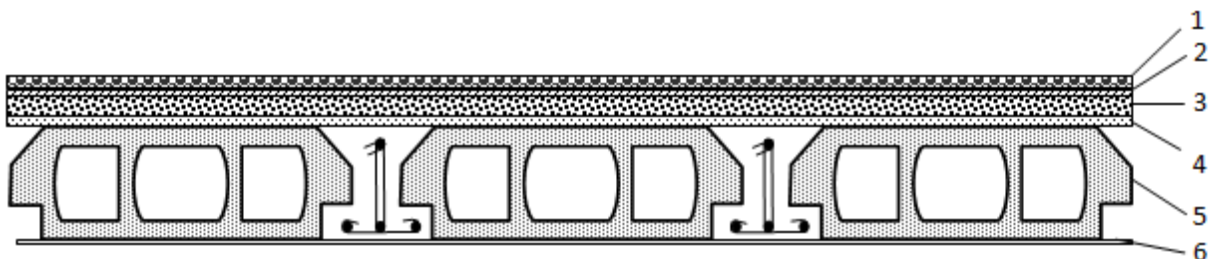


Figure II.1 : charge dues au plancher terrasse inaccessible**II.3.1.2. Charge d'exploitation :**Terrasse inaccessible $Q=1,00kN/m^2$ **II. 3. 2. PLANCHER ETAGE COURANT :****II. 3. 2.1. Charges permanentes :****a- Planchers à corps creux**

1- Carrelage($e=2cm$).....	0,50kN/m ²
2- Mortier de pose ($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=3cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4- Dalle de compression + corps creux (16+4).....	2,80kN/m ²
5- Enduit en plâtre ($e=2cm ; \rho=10kN/m^3$).....	0,20kN/m ²
6- Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	<u>1,00kN/m²</u>
G=5,44kN/m²	

b- Planchers à dalle pleine

1- Carrelage($e=2cm$).....	0,40kN/m ²
2- Mortier de pose ($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=3cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine($e=18cm$).....	4,50kN/m ²
5- Enduit en ciment($e=2cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,36kN/m ²
6- Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	<u>1,00kN/m²</u>
G=7,20kN/m²	

II. 3. 2.2. Charge d'exploitation : $Q=1,5KN /m^2$ usage d'habitation $Q=5 KN /m^2$ usage commercial**II.3.3. MACONNERIE :****a- Murs extérieurs :**

1- Enduit en ciment ($e=2cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,36kN/m ²
2- Brique creuse ($e=15cm$).....	0,9kN/m ²
3- Lamed'air($e=5cm$).....	0,00kN/m ²
4- Brique creuse ($e=10cm$).....	0,90kN/m ²
5- Enduit en plâtre ($e=2cm ; \rho=10kN/m^3$).....	<u>0,20kN/m²</u>
G=2,36kN/m²	

II.3.4. LES BALCONS :**II. 3. 4 .1. Charges permanentes :**

1- Carrelage($e=2cm$).....	0,40kN/m ²
2- Mortier de pose ($e=2cm$; $\rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=3cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine($e=18cm$).....	4,50kN/m ²
5- Enduit en ciment($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	<u>0,36kN/m²</u>

$$G=6,2kN/m^2$$

II. 3. 4 .2. Charge d'exploitation :

$$Q=3,5kN/m^2$$

II.3.5. PLANCHER SOUS SOL :**II. 3. 5 .1. Charges permanentes :**

1- Carrelage($e=2cm$).....	0,40kN/m ²
2- Mortier de pose ($e=2cm$; $\rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=3cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine($e=16cm$).....	4,00kN/m ²
5- Enduit en ciment($e=2cm$; $\rho=10kN/m^3$).....	0,20kN/m ²
6- Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	<u>1,00kN/m²</u>

$$G=6,54kN/m^2$$
II. 3. 5.2. Charge d'exploitation :

$$Q=5,00kN/m^2 \dots\dots\dots(\text{Stokage})$$

II. 4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

- Selon les règles

La hauteur h de la poutre doit être: $\frac{L_{\max}}{16} < h < \frac{L_{\max}}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec: L_{\max} La plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

• **Selon le RPA 99(ver .03)**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec: L_{MAX} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

• **Selon le RPA 99(ver .03)**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II. 4. 1. Poutres porteuses (ou principales) :

Dans notre structure on a une seule longueur de poutre à considérer :

$$L_{max} = 506cm$$

Selon CBA 93 :

$$31,62 < h < 50,60 \quad h = 45cm$$

et $13,50 < b < 31,50 \quad b = 30cm$

Nous choisissons une poutre de: $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

Vérification selon le RPA99 :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20cm$$

$h = 45 \text{ cm} \geq 30cm \quad \Rightarrow$ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4$$

- **II.4.2. Poutres non porteuses (ou secondaires) :**

$L_{max} = 420\text{cm}$

Selon CBA :

$$26,25 < h < 42 \quad h = 35\text{cm}$$

et $10,50 < b < 24,5 \quad b = 25\text{cm}$

Nous choisissons une poutre de: $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

Vérification selon le RPA99 :

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

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

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

Conclusion :

Le choix final des poutres est donné dans le tableau suivant :

Poutres	Le choix (cm ²)
Porteuses	30x45
Non porteuses	25x35

Tableau II .1. Choix des poutres

II. 5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Un poteau est un élément structurel vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Les murs porteurs en béton peuvent avoir un rôle semblable.

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

a. Etapas de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003"
- Vérifier la section à ELS.

b. Loi de dégression :

Les surcharges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux, et que l'occupation des différents niveaux est indépendante.

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.2 Dégression des surcharges d'exploitation

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P12	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P11	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P10	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P9	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
P8	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
P7	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75

P6	Q ₇	$\Sigma_{7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)}$	8,45
P5	Q ₈	$\Sigma_{8=Q_0+0,68(Q_1+\dots+Q_8)}$	9,16
P4	Q ₉	$\Sigma_{9=Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)}$	9,61
P3	Q ₁₀	$\Sigma_{10=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})}$	10,75
P2	Q ₁₁	$\Sigma_{11=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{11})}$	11,39
P1	Q ₁₂	$\Sigma_{12=Q_0+0,62(Q_1+\dots+Q_{12})}$	12,16
RDC	Q ₁₃	$\Sigma_{13=Q_0+0,61(Q_1+\dots+Q_{13})}$	15,03
SOUS SOL	Q ₁₄	$\Sigma_{14=Q_0+0,60(Q_1+\dots+Q_{14})}$	16,3

C. Dimensionnement des poteaux :

- Poteaux rectangulaires ou carrés.

1 / Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$N_u = 1,35 (G + G_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$

G_{poteau} : poids propre du poteau avec une section minimale donnée par le **RPA 99 version 2003**

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit : } \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35^0$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

► Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

$B = a \times b \text{ m}^2$

a : dimension de la section du béton du poteau

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,066 N_u$$

2 / La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003 (zone III)

Poteau rectangulaire ou carrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

h_e : la hauteur de l'étage

3 / Vérification de la section trouvée à l'ELS selon le BAEL 91 modifié 99

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré à l'ELS « N_S » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_S}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $N_S = G + Q$.

N_S : Effort normal pondéré à ELS tel que $N_S = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié (son poids propre non compris).

Q : Surcharge d'exploitation. Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages

B : Section de béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : Section des armatures, supposée égale à 1%B

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1,15 B} \leq \bar{\sigma}_{bc} 0,6 \times f_{c28}$$

1.Poteau central

Soit S la surface reprise par le poteau : $S = 14,16m^2$

Détermination des charges :

➤ Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 6,38 \times 14,16 = 90,34 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuse sens(x-x) $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,97 = 10,05 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses sens(y-y) $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 2,01 = 4,39 \text{ kN}$
- $G_T = 104,78 \text{ kN}$ Poids revenant au 12^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,49 \times 14,16 = 77,73 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuse sens(x-x) $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,97 = 10,05 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses sens(y-y) $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 2,01 = 4,39 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $G_{Ppot} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,88 \text{ kN}$
- g=99,05KN**

D'où : $G_{12} = G_T + g = 203,8 \text{ KN}$

Poids revenant au 11^{ème} étage : $G_{11} = G_{12} + g = 302,8 \text{ kN}$

Poids revenant au 10^{ème} étage : $G_{10} = G_{11} + g = 401,84 \text{ kN}$

Poids revenant au 9^{ème} étage : $G_9 = G_{10} + g = 500,86 \text{ kN}$

Poids revenant au 8^{ème} étage : $G_8 = G_9 + g = 599,88 \text{ kN}$

Poids revenant au 7^{ème} étage : $G_7 = G_8 + g = 698,90 \text{ kN}$

Poids revenant au 6^{ème} étage : $G_6 = G_7 + g = 797,92 \text{ kN}$

Poids revenant au 5^{ème} étage : $G_5 = G_6 + g = 896,94 \text{ kN}$

Poids revenant au 4^{ème} étage : $G_4 = G_5 + g = 995,96 \text{ kN}$

Poids revenant au 3^{ème} étage : $G_3 = G_4 + g = 1094,89 \text{ kN}$

Poids revenant au 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + g = 1194,00 \text{ kN}$

Poids revenant au 1^{ème} étage : $G_1 = G_2 + g = 1293,02 \text{ kN}$

Poids revenant au RDC :

– poids du plancher courant	$G_{PC} = 6,54 \times 14,16 = 92,60 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse sens(x-x)	$G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,97 = 10,05 \text{ kN}$
– Poids des poutres non porteuses sens(y-y)	$G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 2,01 = 4,39 \text{ kN}$
– Poids du poteau	$G_{Ppot} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,88 \text{ kN}$
	$G = 113,92 \text{ kN}$

D'où : $G_{RDC} = G_1 + g = 1406,94 \text{ kN}$

Poids revenant au SOUS SOL :

– poids du plancher courant	$G_{PC} = 6,54 \times 14,16 = 92,60 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse sens(x-x)	$G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,97 = 10,05 \text{ kN}$
– Poids des poutres non porteuses sens(y-y)	$G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 2,01 = 4,39 \text{ kN}$
– Poids du poteau	$G_{Ppot} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,88 \text{ kN}$
	$G = 113,92 \text{ kN}$

D'où : $G_{RDC} = G_{RDC} + g = 1520,86 \text{ kN}$

- **Vérification de la section à l'ELS:**
Exemple de calcul :
Etude de 10^{ème} étage :

$$N_{ser} = N_{G10} + N_{Q10} = 473,35 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1,15 B} \leq \bar{\sigma}_{bc} 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } B=a \times b=900\text{cm}^2$$

$$\sigma_{ser}=4,57\text{MPa} < \sigma_{bc}=15\text{MPa}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

En appliquant la loi de dégression ; on trouve :

TABLEAU II.3 : Dégression des surcharges d'exploitations

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0 \times S$	14,16
P12	Q_1	$\Sigma_1=(Q_0+Q_1) \times S$	35,4
P11	Q_2	$\Sigma_2=(Q_0+0,95(Q_1+Q_2)) \times S$	54,51
P10	Q_3	$\Sigma_3=(Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)) \times S$	71,51
P9	Q_4	$\Sigma_4=(Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)) \times S$	86,37
P8	Q_5	$\Sigma_5=(Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)) \times S$	99,12
P7	Q_6	$\Sigma_6=(Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)) \times S$	109,74
P6	Q_7	$\Sigma_7=(Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)) \times S$	119,65
P5	Q_8	$\Sigma_8=(Q_0+0,68(Q_1+\dots+Q_8)) \times S$	129,7
P4	Q_9	$\Sigma_9=(Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)) \times S$	140,32
P3	Q_{10}	$\Sigma_{10}=(Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})) \times S$	152,22
P2	Q_{11}	$\Sigma_{11}=(Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_{11})) \times S$	161,28
P1	Q_{12}	$\Sigma_{12}=(Q_0+0,62(Q_1+\dots+Q_{12})) \times S$	172,18
RDC	Q_{13}	$\Sigma_{13}=(Q_0+0,61(Q_1+\dots+Q_{13})) \times S$	212,82
SOUS SOL	Q_{14}	$\Sigma_{14}=(Q_0+0,60(Q_1+\dots+Q_{14})) \times S$	230,8

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

h. Choix des sections des poteaux:

Les poteaux concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau:II.4 Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérification
---------	---------------	---------------	---------------	----------------------------	---------------	---------------------------	-------------	-------------------	-------------------------	--------------

<i>T</i>	104,78	14,16	162,69	107,3	12,36	30x30	30x30	118,94	/	/
<i>P12</i>	203,80	35,4	328,23	216,63	16,31	30x30	30x30	239,2	2,31	OK
<i>P11</i>	302,8	54,51	490,54	323,75	19,99	30x30	30x30	357,31	3,45	OK
<i>P10</i>	401,84	71,51	649,74	428,82	22,06	30x30	30x30	473,35	4,57	OK
<i>P9</i>	500,86	86,37	805,71	531,76	25,06	30x30	30x30	587,23	5,67	OK
<i>P8</i>	599,88	99,12	958,51	632,61	27,15	30x30	30x30	699,00	6,75	OK
<i>P7</i>	698,9	109,74	1108,12	731,35	29,04	30x30	30x30	808,64	7,81	OK
<i>P6</i>	797,92	119,65	1256,66	829,39	30,79	30x30	35x35	91,757	6,51	OK
<i>P5</i>	896,94	129,70	1405,41	927,57	32,45	30x30	35x35	1026,64	7,28	OK
<i>P4</i>	995,96	140,32	1555,02	1026,31	34,03	30x30	35x35	1136,28	8,06	OK
<i>P3</i>	1094,89	152,22	1706,43	1126,24	35,55	30x30	40x40	1247,11	6,77	OK
<i>P2</i>	1194,01	161,28	1853,83	1223,32	36,97	30x30	40x40	1355,29	7,36	OK
<i>P1</i>	1293,02	172,18	2003,83	1322,53	38,36	30x30	40x40	1465,2	7,96	OK
<i>RDC</i>	1406,94	212,82	2218,59	1461,12	40,22	30x30	45x45	1619,76	6,95	OK
<i>S-SOL</i>	1520,86	230,8	2399,36	1583,58	40,79	30x30	45x45	1751,60	7,52	OK

II.6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99 versions 2003**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

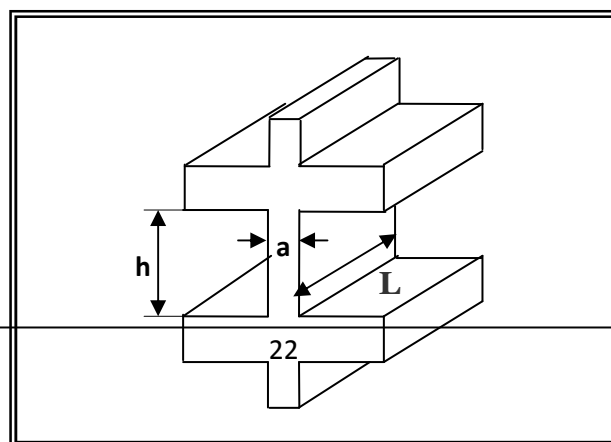
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est 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



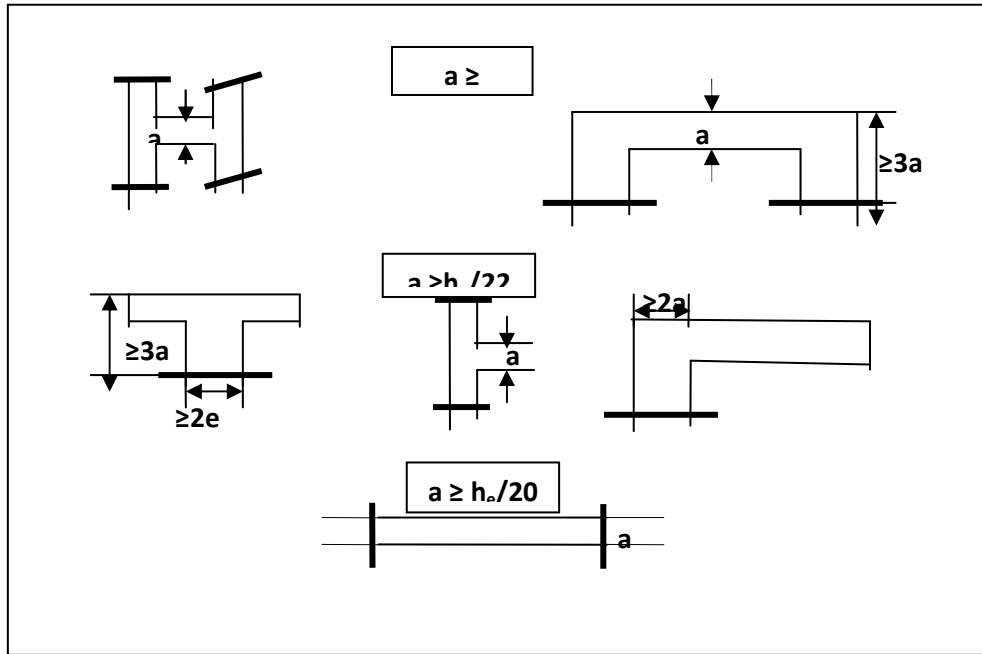


Figure II.3 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

$a \geq (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$.

Dans notre cas: $a \geq \max (15\text{cm}; h_e/20)$

Pour le RDC, l'étage courant et le sous-sol: $h_e=3,06\text{m}$

$a \geq \max (15\text{cm}; 306/20) \Rightarrow a \geq 15,3\text{cm}$

▪ **Conclusion:**

$a \geq \max (15\text{cm}; 15,3\text{cm})$

Donc on adopte l'épaisseur des voiles : **$a = 20\text{cm}$** sur toute la hauteur de la structure.

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**III.1. ACROTÈRE****III.1.1. INTRODUCTION :**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

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

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

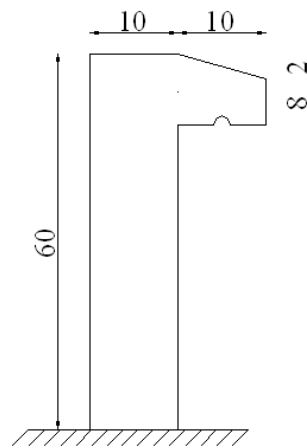


Figure .III.1: Acrotère

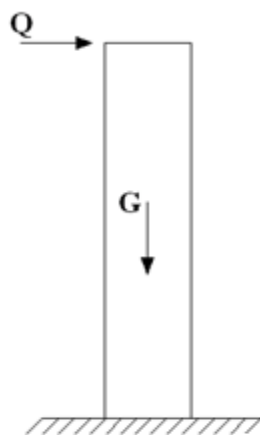
III.1.2. EVALUATION DES CHARGES :

Figure III.2 : sollicitation de l'acrotère

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2,117 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

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

- L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$ [RPA 3-6]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $2,117\text{kN}$.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,12 = 1,694\text{kN}$.

$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,694\text{kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$G=2,117\text{kN/ml}$ et $Q=1,694\text{kN/ml}$

III.1.3. CALCUL DES EFFORTS :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,858\text{kN}$$

$$M_u = Q_h h = 1,525\text{kNm}$$

$$T_u = Q_h = 1,69\text{kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,117\text{kN}$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,016\text{kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,694\text{kN}$$

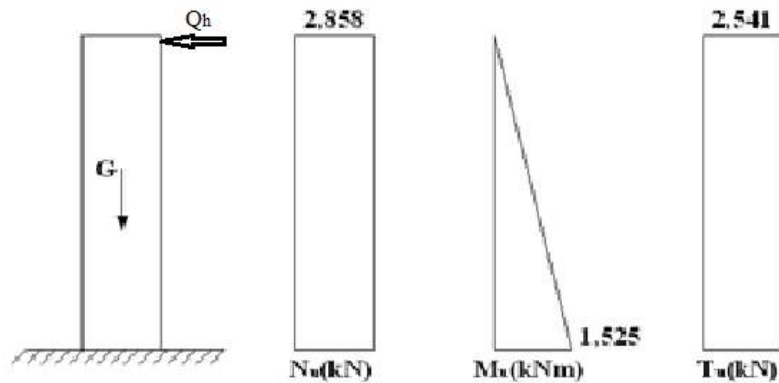
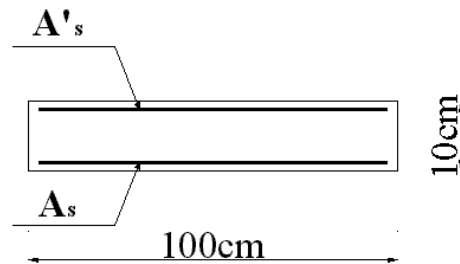


Figure .III.3: Diagramme des efforts à l'ELU

III.1.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE:

$$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; f_e=400\text{MPa}$$



Calcul de l'excentricité:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,35\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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 " :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,611\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0176$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,937\text{cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,80\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,60\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,43\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91 MODIFIÉ 99" [3] :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2 ; 1,087\text{cm}^2 \} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6 = 1,70\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

III.1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS :

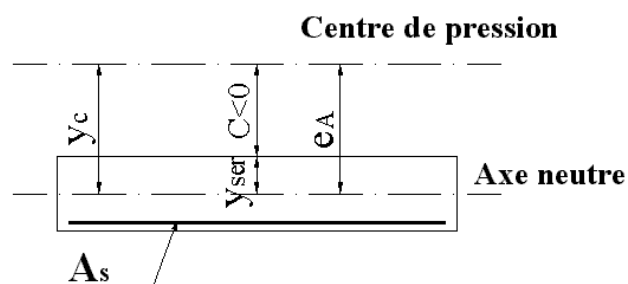
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

On choisit $4T6 = 1,13\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} = 18\text{cm}$

III.1.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S. :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48\text{cm}$$



On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

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

$$C = d - e_A$$

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

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [3], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,261 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1900,79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.1.8. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :**a. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 \times 46,13.10}{1900,79.10^4} \right) \times 31,3 = 1,608 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 45,238 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.9. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,541.10^3}{90.10^3}$$

$$\tau_u = \frac{2,541.10^3}{90.10^3} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

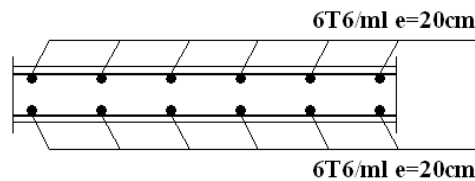
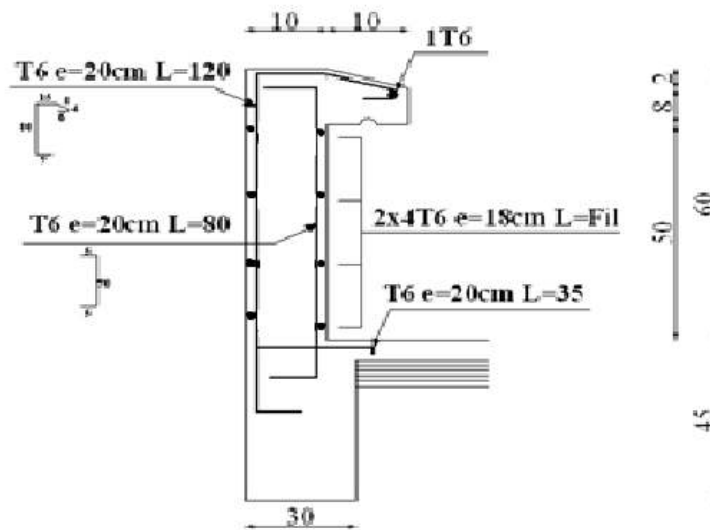


Figure .III.4: Ferrailage de l'acrotère

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

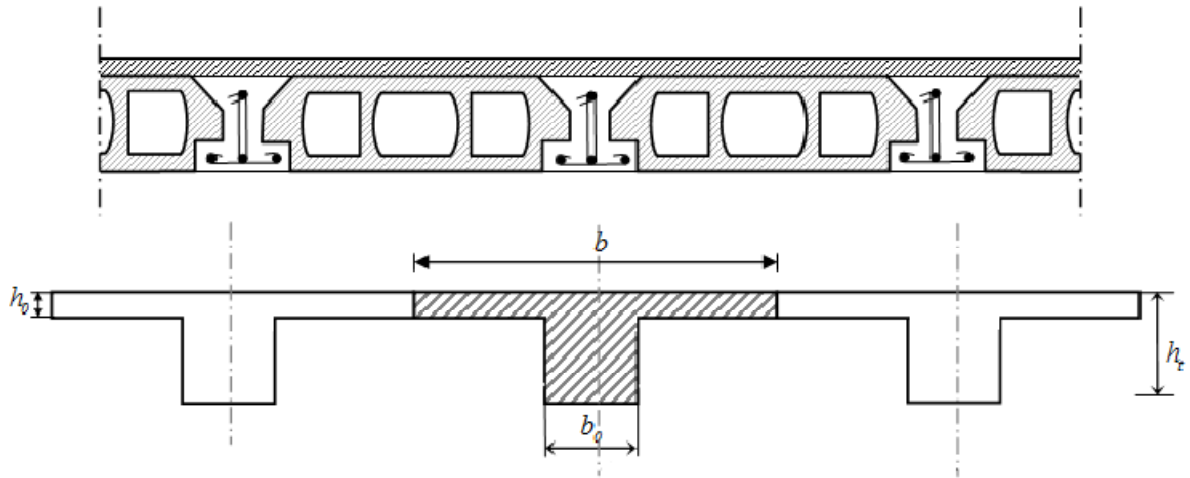


Figure III .5: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

a. Etude des poutrelles :

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

a.1. Dimensions des poutrelles :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{450}{25} \leq h \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 18 \leq h \leq 22,5$$

Donc :

$$\begin{array}{ll} h=21\text{cm} & ; \quad h_0=5\text{cm} \\ b=65\text{cm} & ; \quad b_0=12\text{cm} \end{array}$$

$$c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5\text{cm}$$

a.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [BAEL] [3] :**a.2.1.1. Domaine d'application :**

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_i \geq \text{Max} \left\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_i \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

M_i : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M = 0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M = 0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M = 0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT [BAEL] [3]:

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :

*** Moment sur appuis :**

$$* M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0 + \left(\frac{M_e - M_w}{2} \right) + \left(\frac{(M_e - M_w)^2}{16M_0} \right)$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite, avec :

$l' = l \dots\dots\dots$ pour une travée de rive

$l' = 0,8l \dots\dots\dots$ pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

*** Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=4,50m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82kN/ml$

$G=1,97kN/ml$

➤ **Charges d'exploitation :**

$Q=1 \times 0,65 = 0,65kN/ml$

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64kN/ml$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,62kN/ml$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64(4,5)^2}{8} = 9,21KNM$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62(4,5)^2}{8} = 6,63KNM$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u = 9,21kNm$; $b = 12cm$; $d = 4,5cm$; $\sigma_{bc} = 14,17Mpa$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,67 > \mu_R = 0,39 \Rightarrow A_s' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

* **2^{ème} étape** : Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "T"

Evaluation des charges et surcharges :

❖ **Plancher terrasse :**

➤ **Charge permanentes**

$$G=6,33 \times 0,65=4,11 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**

➤ **Charge permanente :**

$$G=5,94 \times 0,65=3,568 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,53 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = 4,76 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher courant :**

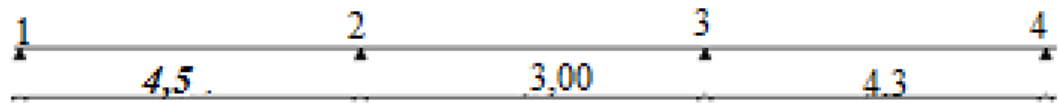
$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,28 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = 4,54 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes :

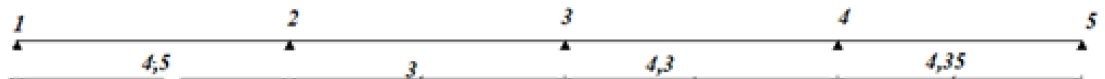
- Poutrelles à trois travées :

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.1. Les sollicitations dans la poutrelle de à L'ELU et L'ELS de trois travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	-2,48	-1,80	1-2	4,50	4,50	12,2	8,52	13,55	-16,05	9,87	-11,7
2	-11,68	-8,51	2-3	3,00	2,40	-1,95	-1,43	8,96	-10,77	6,53	-7,86
3	-10,70	-7,80	3-4	4,30	4,30	8,9	6,54	16,12	-12,18	11,76	-8,88
4	-2,26	-1,65									

- Poutrelles à quatre travées :

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Tableau III.2. Les sollicitations dans la poutrelle de à L'EL et L'ELS de quatre travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	-2,49	-1,82	1-2	4,50	4,50	9,84	6,98	12,77	-16,86	9,29	-12,30
2	-11,77	-8,59	2-3	3,00	2,40	-1,92	-1,4	11,38	-8,36	8,30	-6,09
3	-7,23	-5,27	3-4	4,30	3,44	5,58	4,07	15,31	-13,99	9,47	-11,16
4	-12,22	-8,92	4-5	4,35	4,35	8,65	4,63	12,03	-16,58	12,1	-8,79
5	-2,33	-1,70									

- Poutrelles à cinq travées :

On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

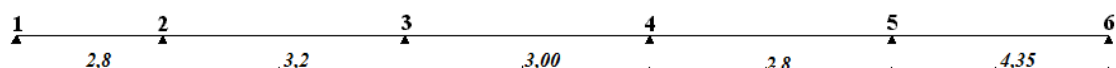


Tableau III.3. Les sollicitations dans la poutrelle de à L'EL et L'ELS de cinq travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	-0,92	-0,70	1-2	2,80	2,80	3,37	2,26	7,55	-10,86	5,51	-7,93
2	-5,59	-4,08	2-3	3,20	2,56	3,24	2,37	10,77	-10,27	7,86	-7,50
3	-4,77	-3,48	3-4	3,00	2,40	2,93	4,13	10,06	-10,67	7,34	-7,01
4	-4,18	-3,05	4-5	2,80	2,24	0,68	2,26	6,77	-11,64	4,94	-8,44
5	-10,9	-8,02	5-6	4,35	4,35	2,54	5,11	16,30	-12,32	11,89	-8,99
6	-2,33	-1,70									

b. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\underline{E.L.U.} : M_{tu}^{max} = 12,22 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max} = 11,48 \text{ kNm}$$

$$T_u^{max} = 16,30 \text{ kN}$$

$$\underline{E.L.S.} : M_{tser}^{max} = 8,39 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = 8,92 \text{ kNm}$$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm})$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
11,48	0,034	Oui	0	0,043	18,5	Oui	10%	348	1,78

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,48 \text{ cm}^2 ; 1,78 \text{ cm}^2\} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max} = 12,22 kNm < M_{tab} = 75,526 kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 x h$) en flexion simple.

Tableau.III.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(kN)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
12,22	0,201	Oui	0	0,283	16,75	Non	7,69	348	2,09

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 cm^2$$

$$A_s = 2,09 cm^2 > A_s^{min} = 0,27 cm^2$$

Choix : 1T12+1T14 ($A_s = 2,67 cm^2$)

c. Vérifications :**c.1. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 16,30 kN$.

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\} = 3,33 MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,72 MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [3] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 15,55 kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{16,30 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,798 MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [3] :**

$$A_s = 2,67 cm^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0,46 cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [3] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{15,3110^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,75 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [3] :**

$$A_s = 2,67 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,42 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2.1. **Vérification des contraintes du béton [3] :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm (travée)} ; b_0 = 12 \text{ cm (appuis)} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} b y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	8,39	2,36	1,54	3,87	9333,1	3,47	Vérifiée
Appuis	8,92	2,67	2,36	4,02	10419,22	3,44	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [4]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21cm$; $b_0=12cm$; $d=18,9cm$; $L=4,50m$; $M_{tser}=8,39kNm$; $M_0=12,16kNm$; $A_s=2,26cm^2$; $f_e=400MPa$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,046 < 0,0625$non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,01 < 0,0105$vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,046 < 0,046$non vérifiée

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [3].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,92cm$ ($L < 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 " [3] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [3] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [4] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
8,39	2,36	7,20	0,0104	188,1	2,76	1,10	0,629	23257,12	9350,31	13746,15

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,564 cm \quad (L = 4,50 m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,15 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,588 cm < \bar{f} = 0,92 cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235\text{MPa}$)

“BAEL 91 modifié 99” [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

“RPA 99 version 2003” [2] article 7.5.2.2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

Donc :

- Selon le “BAEL 91 modifié 99” [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 5,74 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 7,8 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le “RPA 99 version 2003” [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

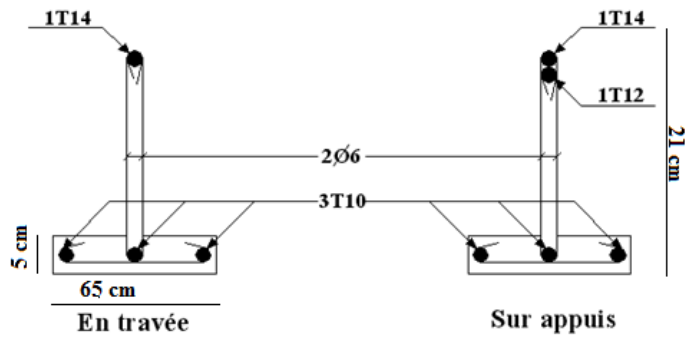


Figure III.6: Ferrailage des poutrelles

e. Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \emptyset \leq 6\text{mm}$)

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2$$

Soit : $6T5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

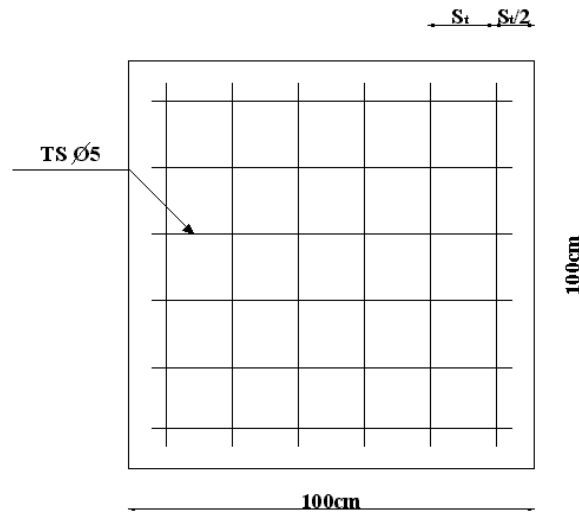
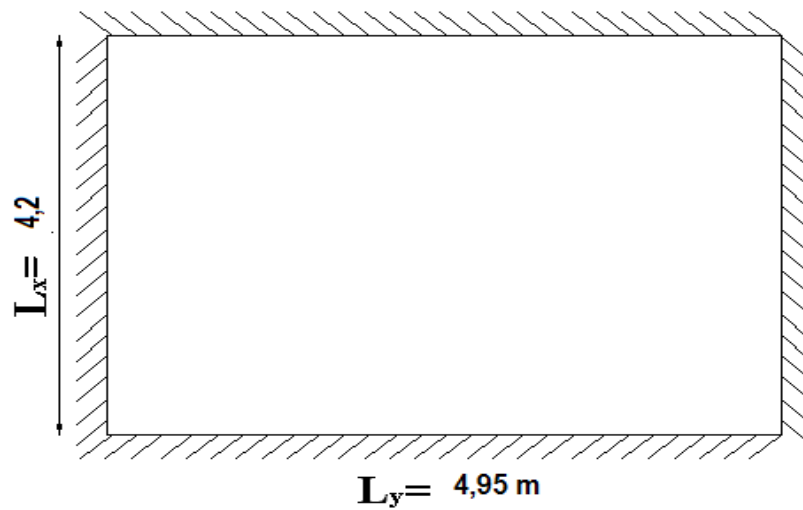


Figure III.7: Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3 PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.



$$G=6,54\text{kN/m}^2, Q=5\text{kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=16,32\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=11,54\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{4,95} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.3.2. CALCUL DES MOMENTS :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [3].

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 14,56\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10,00\text{kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 12,37\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,5\text{kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 7,28\text{kNm}$$

III.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE :

$$b=100\text{cm}; h=16\text{cm}; d=0,9h=14,4\text{cm}; f_e=400\text{MPa}; f_{c28}=25\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	12,38	0,042	0	0,0536	14,1	2,52	4T10	3,14	25
	y-y	8,5	0,029	0	0,037	18,62	1,72	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	-7,28	0,025	0	0,031	18,66	1,47	4T8	2,01	25

	y-y									
--	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Espacement :**Travée :**

$$\text{Sens } x-x : esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens } y-y : esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \text{Vérifier}$$

Appuis :

$$\text{Sens } x-x : esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens } y-y : esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \text{Vérifier}$$

III.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

$$\text{On a : } 12cm \leq e \leq 30cm$$

$$h=e=16cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,37cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,85 \end{cases}$$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 1,37cm^2 \dots \text{Vérifiée}$
- Sens y-y : $A_y = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \text{vérifiée}$

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 1,37cm^2 \dots \text{vérifiée}$
- Sens y-y : $A_y = 2,01cm^2 < A_s^{\min} = 1,28cm^2 \dots \text{vérifiée}$

III.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous

est vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,32 \times 4,2 \times 4,95}{2 \times 4,2 + 4,95} = 25,4 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 23,00 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 25,4 kN$$

$$\tau_u = \frac{24,4 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,176 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.3.6. VÉRIFICATION À L'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10,30 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 7,07 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 7,72 kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 6,01 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 5,15 kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vérification
Travée	x-x	7,72	3,14	3,24	6999,72	3,34	15	OK
	y-y	6,01	3,14	3,24	6999,72	2,78		
Appuis	x-x	5,15	2,01	2,66	4782,81	1,12	15	OK
	y-y							

c. 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 : [4]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,038 > 0,042 \dots \dots \dots \text{nonvérifier} \\ 0,038 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ 2,18 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,45 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad ; \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.10 Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
7,72	3,14	0,0022	170,73	9,54	3,82	-0,020	36062,54	49022,23	39045,62

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,12 \text{ cm} \quad (L = 4,95 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,45 \text{ cm}$$

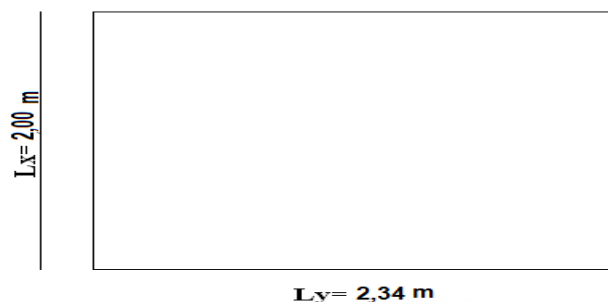
$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,33 \text{ cm} < \bar{f} = 0,45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4. ETUDE DE LA DALLE MACHINE :**III.4.1. 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 da

III.4.2. 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 :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4cm \leq e \leq 5cm$$

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

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

On prend : $e=25cm$

III.4.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... $50,00kN/m^2$
 - Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25kN/m^2$
- $$G=56,25kN/m^2$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1kN/m^2$$

III.4.4. COMBINAISON DES CHARGES :

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

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

III.4.5. CALCUL DES EFFORTS [3] :

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

Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,00}{2,34} = 0,85 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0506 \Rightarrow M_x = 15,67kNm \\ \mu_y = 0,6864 \Rightarrow M_y = 10,76kNm \end{array} \right.$$

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

Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=13,32kNm$$

$$M_{ty}=0,85M_y=9,146kNm$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax}=0,3M_x=4,70kNm$$

$$M_{ay}=0,3M_y=3,23kNm$$

$$M_a=Max(M_{ax} ; M_{ay})=4,70kNm$$

III.4.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, on aura une section $(b \times h)=(100 \times 25)cm^2$ qui travaille en flexion simple.

III.4.6.1. FERRAILLAGE EN TRAVÉE :**a. Dans le sens " L_x " :**

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

Tableau.III.11: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

$M_{tx}(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
13,32	0,0185	0	0,0083	22,3	1,71	4T8	2,01

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens " L_y " :

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=d_x-\phi_x=21,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Tableau.III.12: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

$M_{ty}(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
9,146	0,0139	0	0,0176	21,35	1,23	4T8	2,01

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.6.2. FERRAILLAGE SUR APPUIS :

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

$M_a(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
4,70	0,0065	0	0,0082	22,42	0,62	4T8	2,01

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

III.4.7. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES [6] :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 57,16\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 51,62\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 57,16\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{34,24 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,25\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

III.4.8. VÉRIFICATION À L'E.L.S :**a. Vérification des contraintes :****Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier :

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

Avec :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,85 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0576 \Rightarrow M_x = 13,19 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7794 \Rightarrow M_y = 10,28 \text{ kNm} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 11,21 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,74 \text{ kNm}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max}(0,3 M_x ; 0,3 M_y) = 3,36 \text{ kNm}$$

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 :

Tableau.III.14: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_t(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	11,21	2,01	3,39	12309,15	3,08	vérifiée	27,84	vérifiée
	(y-y)	8,74	2,01	3,31	11184,61	2,58		22,74	
Appuis		3,36	2,01	3,39	12309,15	0,92		8,34	

b. Vérification de la condition de non fragilité [4] :

$$h=25cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,15cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,85 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x = 2,01cm^2/ml > 2,143cm^2$ non vérifiée

$$\text{On prend : } 5T8 = 2,51cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{5} = 20cm$$

En travée : $A_x = 2,01cm^2/ml > 2,143cm^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y = 2,01cm^2/ml > 2,00cm^2$ non vérifiée

$$\text{On prend : } 5T8 = 2,51cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{5} = 20cm$$

En travée : $A_x = 2,01cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée

a. 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 :

$$\text{D'après [3]} \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{\text{à}} \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,125 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,125 > 0,028 \dot{\text{à}} 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,115 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

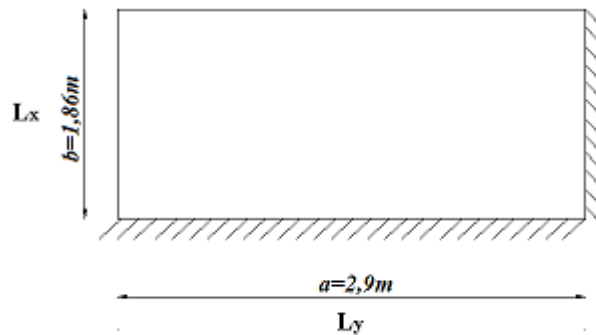
Conclusion :

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

III.5. BALCONS :

III.5.1. INTRODUCTION :

Les balcons dans notre bâtiment sont des portes à faux, donc des dalles encastées sur deux cotées.



Le ferrailage de cette dalle se fait par la méthode des lignes de rupture.

III.5.2. EVALUATION DES CHARGES :

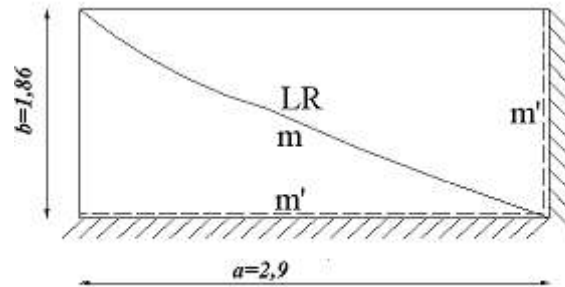
- Charge permanente : $G = 6,2\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,50\text{kN/m}^2$

III.5.3. COMBINAISON DES CHARGES :

$$\underline{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,62\text{kN/m}^2$$

$$\underline{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 9,7\text{kN/m}^2$$

III.5.4. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :



- **Travail extérieur :**

$$\tau_{est} = \sum P_u S \delta_G$$

Avec :

P_u : Charge uniformément répartie.

S : Surface de la dalle.

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface " S ".

On a :

- $P_u = q_u = 13,62 \text{ kN/m}^2$

- $S_1 = S_2 = \frac{axb}{2}$

- $\delta_G = \begin{cases} \delta_{G1} = \frac{1}{3} \\ \delta_{G2} = \frac{1}{3} \end{cases}$

$$\tau_{ext} = 2 \left(P_u \frac{axb}{2} \frac{1}{3} \right) = \frac{1}{3} P_u xaxb$$

- **Travail intérieur :**

« Pour une partie de dalle le travail des forces internes est égal au produit du moment de plastification par la rotation de la partie de dalle autour de son axe et par la projection de la ligne de rupture ($L.R$) sur l'axe de rotation ».

$$\tau_{int} = \sum m \omega \overline{a_0 a_n} + \sum m' \omega \overline{a_0 a_n}$$

$\overline{a_0 a_n}$: Projection de $L.R$ sur l'axe de rotation.

On a : $\omega_1 = \frac{1}{b}$; $\overline{a_0 a_{n1}} = b$

$$\omega_2 = \frac{1}{a}$$
 ; $\overline{a_0 a_{n2}} = a$

Donc : $\tau_{int} = \sum m \omega \overline{a_0 a_n} + \sum m' \omega \overline{a_0 a_n}$

$$\begin{aligned}
 &= m(\omega_1 \overline{a_0 a_{n1}} + \omega_2 \overline{a_0 a_{n2}}) + m'(\omega_1 \overline{a_0 a_{n1}} + \omega_2 \overline{a_0 a_{n2}}) \\
 &= (m + m') \left(\frac{1}{b} . b + \frac{1}{a} . a \right) \\
 \tau_{int} &= 2(m + m')
 \end{aligned}$$

• **Mécanisme de rupture :**

Pour un système de ligne de rupture satisfaisant aux conditions de formation de L.R

$$\tau_{int} = \tau_{ext}$$

$$2(m + m') = \frac{1}{3} P_u . x . a . x . b$$

Avec : $m + m' = 0,741 P_u$

On a :

$$\left. \begin{aligned}
 m &= 0,75 M_0 \\
 m' &= 0,5 M_0
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{m'}{m} = \frac{0,5}{0,75} = 0,67$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} m = 0,44 P_u = 5,99 \text{ kNm} \\ m' = 0,29 P_u = 4,04 \text{ kNm} \end{cases}$$

III.5.5. CALCUL DE FERRAILLAGE :

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $d = 16,2 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.15: Ferrailage du balcon

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	5,99	0,0264	Oui	0	0,020	16,06	1,07	4T8	2,01	25
Appuis	4,04	0,0176	Oui	0	0,013	16,11	0,72	4T8	2,01	25

* **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min}(33 \text{ cm}, 3h) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.5.6.VÉRIFICATIONS :

a. Condition de non fragilité:

On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,8 \cdot 10^{-3} bh$$

$$A_s = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 10,06 \text{ kN} \quad ; \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 7,76 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 10,06 \text{ kN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{10,06 \cdot 10^3}{1000 \times 162} = 0,062 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes:

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

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

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

Avec: $n=15$; $c'=2cm$; $d=16,2cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; 15\eta\right) = 240MPa \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III.16: Vérification des contraintes du balcon

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	4,27	2,01	2,83	6145,02	1,96	<i>vérifiée</i>	139,35	<i>vérifiée</i>
Appuis	2,88	2,01	2,83	6145,02	1,32	<i>vérifiée</i>	93,99	<i>vérifiée</i>

c.2. Vérification de la flèche [3]:

- $\frac{h}{L_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow 0,105 > 0,074 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \Rightarrow 0,105 > 0,028 \div 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \quad (fe(MPa)) \Rightarrow 1,24 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Conclusion:

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

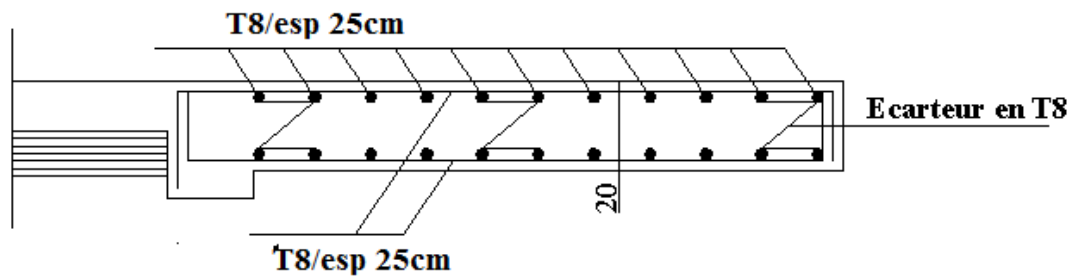


Figure III.8 : schéma de ferrailage du balcon

III.6 LES ESCALIERS :

III.6.1. INTRODUCTION :

Les escaliers sont des éléments importants car ils permettent l'accès piétonnier entre les différents niveaux de la structure. Ils sont constitués de gradins sur dalles inclinées en béton armé (paillasse), et de dalles horizontales (paliers).

Notre bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées.

III.6.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

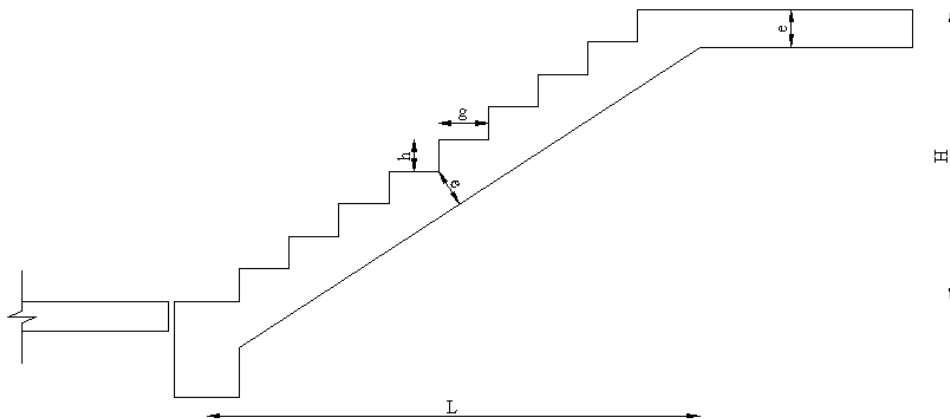


Figure III.9 : Dimensions de l'escalier

Pour la détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, on utilise des relations empiriques qui garantissent des conditions de confort aux usagers comme la relation de Blondel.

D'après la formule de BLONDEL on a : $60 \leq g + 2h \leq 65$

Avec :

- h : hauteur de la contre marche (en centimètre) ;
- g : largeur de la marche (en centimètre).

En fixant la hauteur des contremarches $h = 17\text{cm}$, et pour une hauteur d'étage $h_e = 306\text{cm}$

($H = h_e/2 = 153\text{cm}$ étant la hauteur à gravir), on aura :

- Le nombre de contre marches correspondant est : $n = H/h = 153/17 = 9$;
- La largeur de la marche est : $g = 1/n - 1 = 270/9 = 30\text{cm}$

$g + 2h = 64$; Donc la condition est vérifié

III.6.3. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER INTERMEDIAIRE :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

Condition de limitation de la flèche : $e \geq \max(\text{porte}/30; 10\text{cm})$

L'inclinaison de la paillasse est : $\alpha = \arctg 1,53/2,7 = 29,54^\circ$

D'où : la portée de la paillasse $L = 2,4/\cos \alpha = 3,10\text{m}$

Donc : $e \geq \max \{10,33\text{cm}; 10\text{cm}\}$

Ou : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 13.17\text{cm} \leq e \leq 19.75\text{cm}$

On adopte une épaisseur $e = 15\text{cm}$ pour la paillasse ;

On prend la même épaisseur pour le palier de repos.

III.6.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Les sollicitations seront calculées pour un mètre linéaire.

Paillasse :

Tableau III.17 Charges et surcharges sur la paillasse

Couches	Epaisseur en (cm)	G_i (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Carrelage	2	0.44	7.91	2.50
Mortier de post	2	0.40		
Lit de sable	2	0.36		
Poids des marches	$h/2=8.5$	2.13		
Paillasse	15	4.31		
Enduit de plâtre	1.5	0.27		

Palier :

Tableau III.18 Charges et surcharges sur la volée

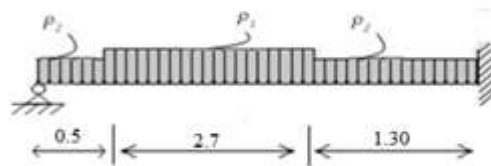
Couches	Epaisseur en (cm)	G_i (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Carrelage	2	0.44	5.22	2.50
Mortier de post	2	0.40		
Lit de sable	2	0.36		
Dalle pleine en BA	1.5	3.75		
Enduit de plâtre	1.5	0.27		

III.6.5.COMBINISONS D' ACTIONS :

- À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$
- À l'ELS : $G + Q$

Tableau III.19 Combinaisons d'actions sur l'escalier

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P _{ELU} (KN/ml)	P _{ELS} (KN/ml)
Paillasse	7.91	2.50	14.43	10.41
Palier	5.22	2.50	10.80	7.72

III.6.6.SOLLICITATIONS :**Figure III.10** .Charges sur l'escalier

Avec :

- P1: poids de la paillasse pour un mètre linéaire ;
- P2: poids du palier pour un mètre linéaire.

	Sollicitations	Valeurs
ELU	Moment en appui (KN.m)	-33.40
	Moment en travée (KN.m)	19.61
	Effort tranchant (KN)	35.61
ELS	Moment en appui (KN.m)	-24.05
	Moment en travée (KN.m)	14.14
	Effort tranchant (KN)	25.60

III.6.7.CALCUL DU FERRAILLAGE :

Le calcul se fait en flexion simple. La section dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

Elle a pour dimensions 1m de largeur et 0,15m de hauteur avec un enrobage de 2cm des aciers.

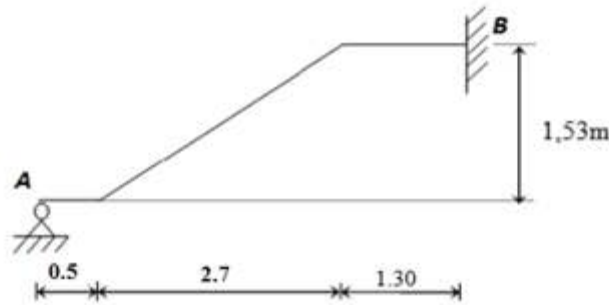


Figure III .10.Schéma statique de l'escalier

La fissuration étant considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fait à l'ELU avec une Vérification à l'ELS.

Appui

Tableau III.20 Calcul du ferrailage des escaliers

ELU	Pivot A		σ_s (MPa)	A_{sc} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)
	$\alpha = 0.173$	$\mu = 0.129$	348	00	7.64	1.63
ELS	Axe neutre (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	
	Y= 4.73	8.88	15	232.86	400	

Choix des armatures : On a $A_s = 7,64\text{cm}^2$, donc on adopte 8T12/ml ($A_s = 9,05\text{cm}^2$), avec un espacement $S_t = 12,5\text{cm}$

• armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq e \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.26\text{cm} \leq e \leq 4.52\text{cm}$$

Soit 8T6 espacés de 12, 5cm ($A_r = 2, 26\text{cm}^2/\text{ml}$)

• Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est: $\tau_u = V_u/b.d$, avec: $d = 0, 9 \times h$

D'où : $\tau_u = 0,03561 / (0,9 \times 0,15) \times 1 = 0, 26\text{MP a}$.

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement est donnée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,20 \times f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa}\} = 3, 33\text{MP a}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: Condition vérifiée \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Travée

$z = 12.96 \quad I = 8535.57$

Tableau III.21 : Calcul du ferrailage des escaliers

ELU	Pivot A		σ_s (MPa)	A_{sc} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)
	$\alpha = 0.099$	$\mu = 0.076$	348	00	4.85	1.85
ELS	Axe neutre (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	

	Y=3.97	6.58	15	236.81	400
--	--------	------	----	--------	-----

Choix des armatures : On a $A_s = 4,85 \text{ cm}^2$, donc on adopte 7T10/ml ($A_s = 5,50 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 14 \text{ cm}$

• armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq e \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,37 \text{ cm} \leq e \leq 2,75 \text{ cm}$$

Soit 8T6 espacés de 12, 5cm ($A_r = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

• Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est: $\tau_u = V_u/b.d$, avec: $d = 0,9 \times h$

D'où : $\tau_u = 0,03561/(0,9 \times 0,15) \times 1 = 0,26 \text{ MPa}$

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement est donnée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,20 \times f_c 28 / \gamma_b; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: Condition vérifiée \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.8. VERIFICATION DE LA FLECHE :

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

- $\frac{h}{l} = 0,0548 < 0,0625$ condition non vérifiée
- $\frac{A_s}{b \cdot d} = 0,0069 < 0,0105$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0,0548 < 0,1$ condition non vérifiée

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq f^-$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

• **Position de l'axe neutre :**

$$y_1 = \left[b \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \cdot b_0 \cdot \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15 A_s \right] \cdot \frac{1}{[b \cdot h_0 + (h - h_0) \cdot b_0 + 15 A_s]}$$

• **Moment d'inerte de la section totale homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} \cdot (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

• **Calcul des moments d'inerte fictifs :**

$$If_i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad , \quad If_v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad : \text{Pourcentage des armateurs}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{c28}}$$

Contrainte de traction dans l'armateur correspondant au cas de charge étudiée :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.22 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	$Y1$ (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_o (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
24,05	9,05	0,0070	4,73	204,42	3,00	1,2	0,47	32231,44	14711,44	22669,14

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \left(f_{c28} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due à la déformation instantanée**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 0,52 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche due à la déformation différée**

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 1,004 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,484 \text{ cm}$$

$$f^- = 0,5 + \frac{l}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 0,9 \text{ cm}$$

$f_t < \bar{f}$: D'où la flèche est vérifiée.

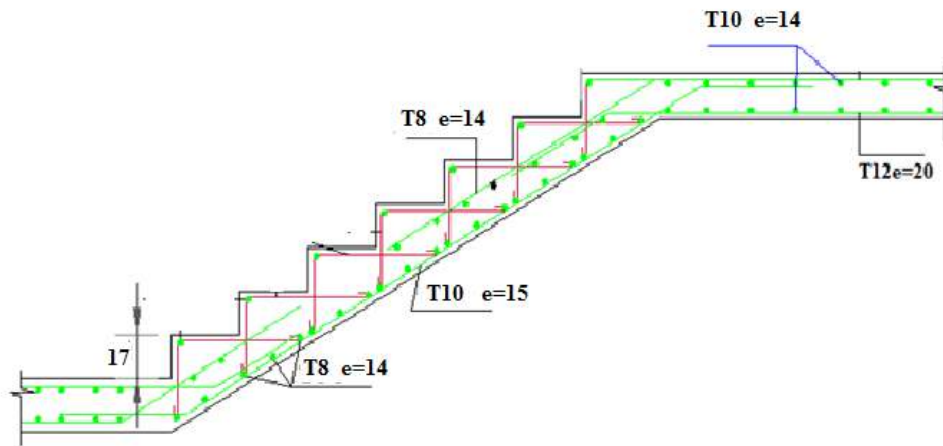


Figure III.11.ferrailage de l'escalier

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Le risque sismique est lié à l'état sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique ;
- Conception architecturale parasismique ;
- Mise en œuvre soignée de la construction

IV.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

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

IV.3. CHOIX DE LA METHODE :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans le RPA99/2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (article 4.1.2 du RPA99/2003), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée

IV.4. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse calculé. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.4.1. SPECTRE DE REPONSE :

Selon le RPA 99/2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- ξ : pourcentage d'amortissement critique.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : facteur de qualité.

D'après le RPA99/2003 on a :

- A = 0,25 : Zone III, groupe d'usage 2 (tableau 4.1 RPA99/2003) ;
- R = 5 : Structure mixte avec interaction portiques-voiles (tableau 4.3 RPA99/2003);
- $\xi = 7\%$ (tableau 4.2 RPA99/2003) ;
- $\eta = 7/(2+\xi) \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.88 \geq 0.7$;
- T1= 0,15 s ; T2= 0.50 s : Site meuble « S3 » (tableau 4.7 RPA99/2003) ;
- Q = 1,10 (tableau 4.4 RPA99/2003).

IV.4.2. NOMBRE DE MODE CONSIDERER :

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que [2] :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure
- Où que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale;
- Le minimum de modes à retenir est de 3.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes

(K) à considérer est donné par l'inégalité suivante [2] :

$$K \geq 3\sqrt{N}, \text{ et } : T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

Avec :

- N : nombre de niveaux au-dessus du sol ;
- Tk : période du mode K.

A partir de ces conditions, le nombre de modes à prendre en compte doit être égal au moins à 1.

IV.4.3. COMBINAISON DES REPONSES MODALES :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i/T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

• Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{k=1}^K E_k^2}$$

- E : effet de l'action sismique considéré ;
- E_i : valeur modale de E selon le mode « i » ;
- K : nombre de modes retenus.

• Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_i^K = 3E_i^2}$$

IV.5. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel SAP2000 (Version V14.2.2), sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 13 niveaux (RDC + 12 étages) encadrée à sa base. Le logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacements et efforts) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (dalles, escaliers, balcons. . .).

- Les poteaux et les poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles par un élément de type SHELL.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration telle que donnée dans la formule suivante [1] :

$$W = G + \beta \times Q$$

Avec :

- G : poids propre ;
- Q : charge d'exploitation ;
- β : coefficient de pondération ($\beta = 0.2$ pour une structure d'habitation).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes

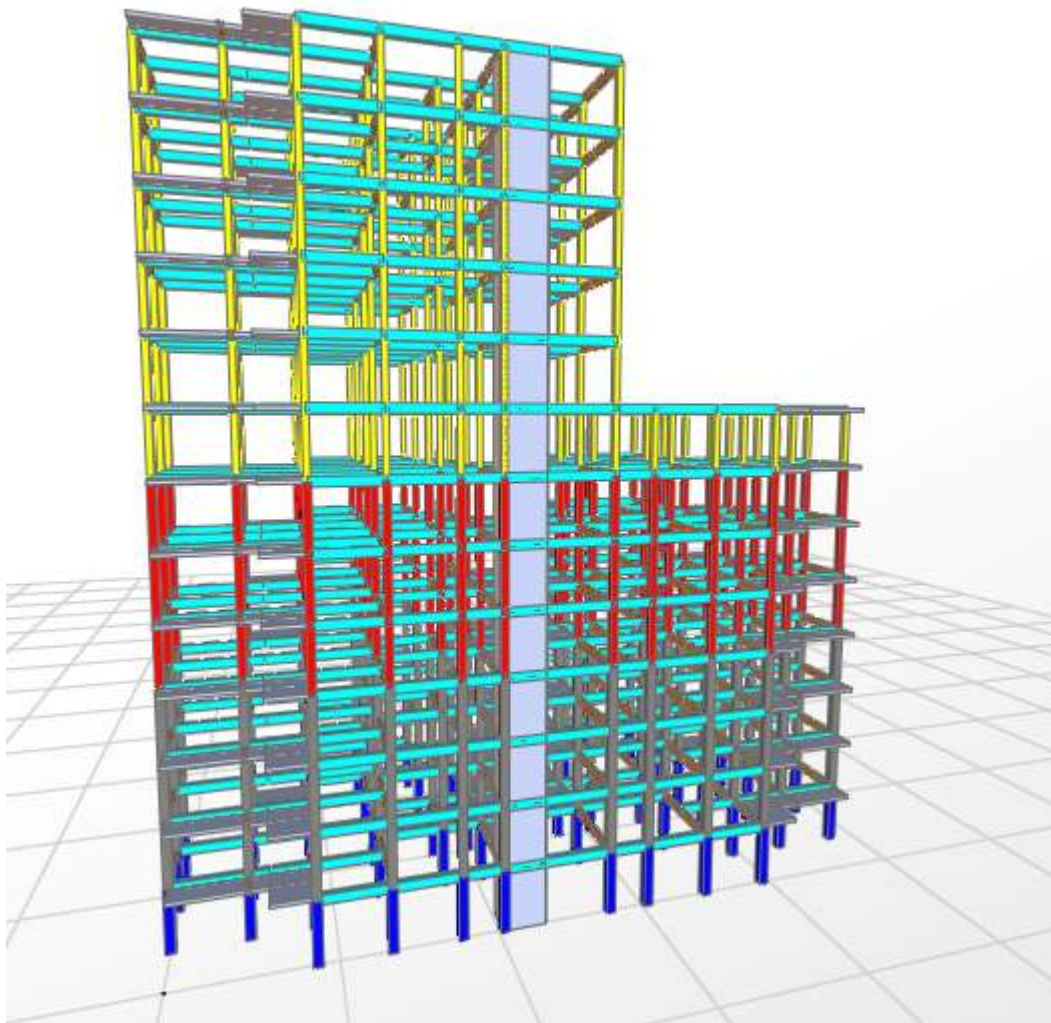


Figure IV.1. Model initial (poteaux + poutre + voile de cage escalier)

IV.6. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DU MODELE INITIALE :

IV.6.1. Model initial :

La structure comporte uniquement les voiles de l'ascenseur ($e = 20 \text{ cm}$) ; et les sections des poteaux, poutre (pré dimension)

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

Tableau.IV.1 : Période et facteurs de participation massique

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1.900484	0.00548	0.55953	0.000002209	0.00548	0.55953	0.000002209
2	1.359074	0.44622	0.07596	0.000002876	0.4517	0.6355	0.000005085
3	1.19224	0.21046	0.08002	0.0000009173	0.66216	0.71551	0.000006002
4	0.693688	0.01464	0.09071	0.00002049	0.6768	0.80623	0.00002649
5	0.660202	0.04099	0.02833	0.000003036	0.71779	0.83455	0.00002953
6	0.475766	0.11676	0.00004551	0.0000005238	0.83455	0.8346	0.00003005
7	0.365212	0.0093	0.02296	0.0000227	0.84385	0.85755	0.00005275
8	0.357906	0.01161	0.04167	0.00000996	0.85545	0.89922	0.00006271
9	0.265559	0.000001034	0.0014	0.0000000019	0.85545	0.90062	0.00006271
10	0.244902	0.03688	0.01224	0.000002367	0.89234	0.91286	0.00006508
11	0.218722	0.02464	0.01485	0.00027	0.91698	0.92771	0.00034

Avec : la période $T=1.90$ s

b. Calcul des forces sismiques :

• Le calcul de la force sismique à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :

• $V = (A \times D \times Q) / R$

W ; Dans laquelle :

– A : coefficient d'accélération de zone ;

– Q : facteur de qualité ;

– R : coefficient de comportement ;

– W : poids total de la structure ;

– D : facteur d'amplification dynamique moyen :

A	Q	R	D _x	D _y	W (KN)
0.25	1.2	5	1.946	1.505	60818.07

$$W=51482.05\text{kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 6011.04\text{kN} \\ V^y = 4648.83\text{kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 4808.832\text{kN} \\ 0,8V^y = 3719.064\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 2936.114\text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 2370.885\text{kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.63 \\ r_y = 1.56 \end{cases}$$

*c. Vérification du déplacement inter étage:***Tableau IV.2 : Vérification des déplacements inter étages MODEL INITIAL**

Etage	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
Terrasse	66.83	111.2	3.03	3.7	24.70	28.86	30.6	OUI
12	63.80	107.5	4.83	5.2	39.36	40.56	30.6	NON
11	58.97	102.3	6.52	6.82	53.14	53.19	30.6	NON
10	52.45	95.48	7.81	8.51	63.65	66.38	30.6	NON
9	44.64	86.97	8.2	9.91	66.83	77.30	30.6	NON
8	36.44	77.06	5.0	10.98	40.75	85.64	30.6	NON
7	31.44	66.08	4.41	10.37	35.94	80.88	30.6	NON
6	27.03	55.71	5.02	10.91	40.91	85.10	30.6	NON
5	22.01	44.58	5.42	11.48	44.17	89.54	30.6	NON
4	16.59	33.10	4.72	10.51	38.47	81.98	30.6	NON
3	11.87	22.59	4.84	10.06	39.44	78.46	30.6	NON
2	7.03	12.53	4.62	8.55	37.65	66.69	30.6	NON
1	2.41	3.98	2.41	3.98	19.64	31.04	30.6	NON

VI.6.2. Model 01 :

La structure comporte uniquement les voiles de l'ascenseur ($e = 20$ cm) ; et les sections des poteaux, poutre sont augmentées.

niveaux	Section cm ²
RDC+1 ^{er}	55x55
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35

Poutre principale	45x35
Poutre secondaire	35x30

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

Tableau.IV.3. : Période et facteurs de participation massique du model 2

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1.689682	0.00363	0.57779	0.000002069	0.00363	0.57779	0.000002069
2	1.185965	0.42429	0.07792	0.000002442	0.42791	0.65571	0.000004511
3	1.061143	0.25572	0.07268	0.000000914	0.68363	0.72839	0.000005425
4	0.608369	0.0037	0.10097	0.00002604	0.68734	0.82936	0.00003147
5	0.563741	0.0408	0.00834	2.013E-07	0.72814	0.8377	0.00003167
6	0.426605	0.11261	0.000004449	4.761E-08	0.84075	0.8377	0.00003172
7	0.324218	0.0001	0.05881	0.00003587	0.84085	0.89651	0.00006758
8	0.310452	0.01666	0.00432	4.564E-07	0.85751	0.90083	0.00006804
9	0.225456	0.01883	0.00017	0.00001029	0.87634	0.901	0.00007833
10	0.219863	0.02171	0.01294	0.000004221	0.89805	0.91394	0.00008255
11	0.19736	0.02006	0.01345	0.0003	0.91811	0.92739	0.00038
12	0.170714	0.00078	0.00063	0.00005289	0.91889	0.92801	0.00044

Avec : la période $T=1.69$ s

b. Calcul des forces sismiques :

- c. • Le calcul de la force sismique à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :
- d. • $V = (A \times D \times Q) / R$
- e. W ; Dans laquelle :
- f. – A : coefficient d'accélération de zone ;
- g. – Q : facteur de qualité ;
- h. – R : coefficient de comportement ;
- i.
- j. – W : poids total de la structure ;
- k. – D : facteur d'amplification dynamique moyen :

A	Q	R	Dx	Dy	W (KN)
0.25	1.2	5	1.946	1.505	60818.07

$$W=54565.99kN \rightarrow \begin{cases} V^x = 6371.12kN \\ V^y = 4927.31kN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 5096.89kN \\ 0,8V^y = 3941.85kN \end{cases}$$

$$\text{Or : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 3460.419kN \\ F_2 = V_t^y = 2714.613kN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.47 \\ r_y = 1.45 \end{cases}$$

I. Vérification du déplacement inter étage:

Tableau V.4 : Vérification des déplacements inter étages MODEL 01

Etage	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
Terrasse	53.12	93.5	3.29	4.03	16.46	20.15	30.6	Oui
12	50.88	90.72	5.18	5.78	25.94	28.93	30.6	Oui
11	47.35	86.73	7.02	7.72	35.13	38.64	30.6	Non
10	42.57	81.40	8.46	9.61	42.34	48.07	30.6	Non
9	36.81	74.77	8.85	11.29	44.25	65.48	30.6	Non
8	30.79	66.98	5.71	12.80	28.59	64.02	30.6	Non
7	26.90	58.15	5.45	12.68	27.26	63.44	30.6	Non
6	23.19	49.40	6.13	13.89	30.65	69.45	30.6	Non
5	19.02	39.82	2.29	14.51	11.46	72.57	30.6	Non
4	14.46	29.81	6.13	13.67	30.65	68.36	30.6	Non
3	10.29	20.38	6.23	13.18	31.16	65.90	30.6	Non
2	6.05	11.29	5.85	11.6	29.25	58.00	30.6	Non
1	2.07	3.58	3.04	5.19	15.21	25.95	30.6	Oui

IV.6.3. Model final :

Après plusieurs essais on adopte le model final (poteaux, poutre et la disposition finale des voiles),(model 1 +disposition des voiles).

IV.7. DISPOSITION DES VOILES :

Le système structurel choisi est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction. Le choix de ce système structurel est dû à la forme irrégulièrement plan et en élévation du bâtiment, ce qui a nécessité le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99/2003, à savoir :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour la disposition représentée dans la figure qui a donné des résultats satisfaisants.

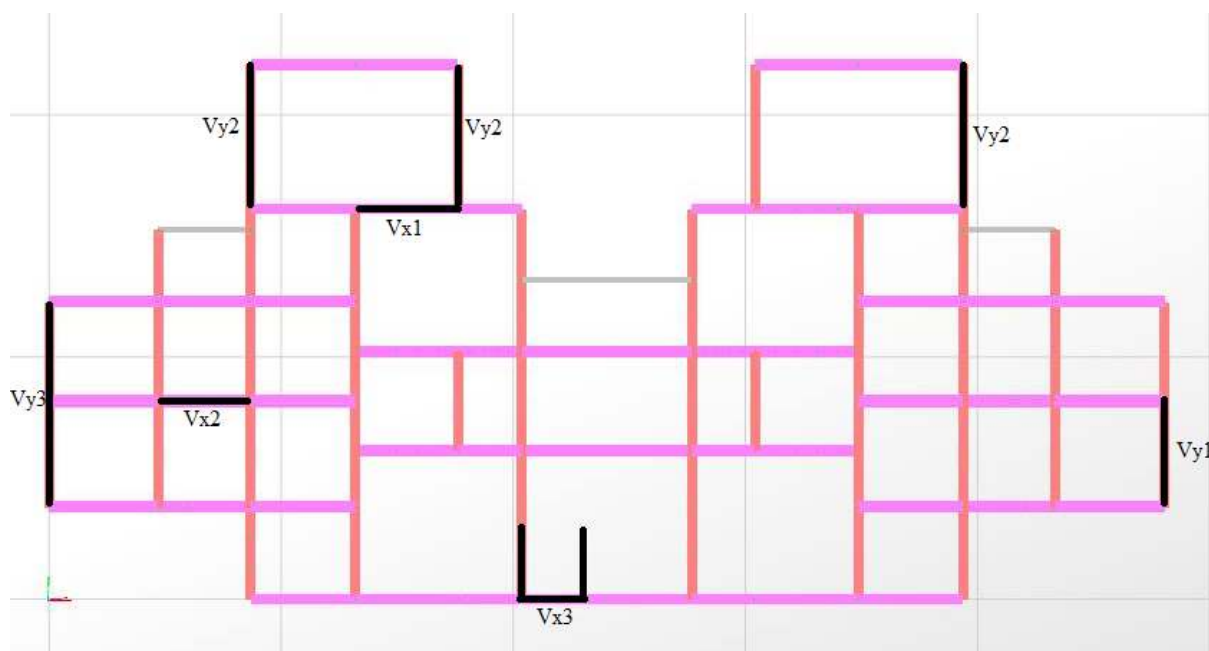


Figure IV.2. Disposition des voiles finale

IV.7.3.1. Vérification de la période :

La valeur de la période donnée par SAP2000 doit vérifier la condition de l'article 4.2.4 du RPA99/2003. Ce dernier exige que cette période ne doive pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% :

$$T_{\text{empirique}} = C_t \times h_N^{3/4}$$

Avec :

– $h_N = 39,78$ m : hauteur totale de la structure ;

– $C_t = 0,05$: coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

$$D'où : T_{\text{empirique}} = 0,05 \times 39,78^{3/4}$$

$$= 0,80 \text{ s} \Rightarrow 1,3 \times T$$

$$T_{\text{empirique}} = 1,029 \text{ s}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,95 \text{ s} < 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.7.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée " $T_{\text{numérique}}$ ".

Dans le cas contraire, on doit majorer l'effort tranchant à la base par le rapport $0,8V/V_t$.

• Le calcul de la force sismique à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :

$$V = (A \times D \times Q) / R$$

W ; Dans laquelle :

– A : coefficient d'accélération de zone ;

– Q : facteur de qualité ;

– R : coefficient de comportement ;

– W : poids total de la structure ;

– D : facteur d'amplification dynamique moyen ;

A	Q	R	Dx	Dy	W (KN)
0.25	1.2	5	1.946	1.505	60818.07

$$\begin{cases} V^x = 7101.11kN \\ V^y = 5491.87kN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 5680.89kN \\ 0,8V^y = 4393.49kN \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3988.215kN \\ F_2 = V_t^y = 3621.868kN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.42 \\ r_y = 1.21 \end{cases}$$

Tableau.IV.5 : Période et facteurs de participation massique

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.94916	0.60212	0.0269	1.814E-08	0.60212	0.0269	1.814E-08
2	0.86761	0.02913	0.52137	0.000004029	0.63125	0.54826	0.000004047
3	0.621822	0.00013	0.02983	0.000001945	0.63138	0.57809	0.000005992
4	0.359118	0.10877	0.05423	1.942E-08	0.74015	0.63232	0.000006012
5	0.327584	0.07725	0.07434	0.00002053	0.8174	0.70666	0.00002655
6	0.189496	0.00095	0.07485	0.00003436	0.81835	0.7815	0.00006091
7	0.163433	0.07495	0.00527	0.00031	0.8933	0.78677	0.00037
8	0.14806	0.00013	0.00094	0.0292	0.89343	0.78771	0.02957
9	0.129441	0.00396	0.07893	0.00035	0.8974	0.86665	0.02991
10	0.123892	0.000001241	0.0001	0.0000743	0.8974	0.86675	0.02999
11	0.121976	0.000001224	0.000009757	0.00004558	0.8974	0.86676	0.03003
12	0.121391	0.00000367	0.00064	0.00055	0.8974	0.86739	0.03058
13	0.114461	0.00006107	0.00001923	0.18187	0.89746	0.86741	0.21246
14	0.106207	2.953E-07	0.00006449	0.00006805	0.89746	0.86748	0.21252
15	0.101566	0.00501	0.00028	0.04627	0.90247	0.86776	0.2588
16	0.101013	0.02687	0.00136	0.00533	0.92934	0.86912	0.26413
17	0.091596	0.00005819	0.000000226	0.01145	0.92939	0.86912	0.27557
18	0.089483	0.00002178	0.00001621	0.00176	0.92942	0.86914	0.27733
19	0.087261	0.00005413	0.00001831	0.10388	0.92947	0.86915	0.38121
20	0.086905	0.00276	0.000001152	0.00158	0.93222	0.86916	0.38279
21	0.081392	0.00009198	0.00574	0.00767	0.93232	0.8749	0.39045
22	0.079176	0.00002915	0.00107	0.00705	0.93235	0.87597	0.3975
23	0.078967	0.00153	0.03006	0.00408	0.93388	0.90603	0.40158

Interprétations des résultats obtenus :

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (xx) ;
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (yy) ;
- Le troisième mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les 90% aux 15ème et 23ème mode respectivement pour le sens x et y ;

IV.7.3.3. Vérification du déplacement inter étage:**Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages MODEL FINAL**

Etage	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
terrasse	39.80	36.90	3.35	4.04	23.78	24.44	30.6	Oui
12	36.45	32.86	3.58	3.57	25.41	21.59	30.6	Oui
11	32.87	29.29	3.79	3.58	26.90	21.65	30.6	Oui
10	29.08	25.71	3.93	3.56	27.90	21.53	30.6	Oui
9	25.15	22.15	3.86	3.53	27.40	21.35	30.6	Oui
8	21.29	18.62	3.40	3.58	24.14	21.65	30.6	Oui
7	17.89	15.04	3.38	3.36	23.99	20.32	30.6	Oui
6	14.51	11.68	3.30	3.08	23.43	18.63	30.6	Oui
5	11.21	8.60	2.98	2.70	19.17	16.33	30.6	Oui
4	8.23	5.90	2.78	2.30	16.33	13.91	30.6	Oui
3	5.45	3.60	2.58	1.81	12.85	10.95	30.6	Oui
2	2.96	1.79	1.96	1.23	8.73	6.88	30.6	Oui
1	1.00	0.56	1.00	0.56	3.97	3.38	30.6	Oui

IV.7.3.4. Vérification d'effort normale réduit :

$$v = N_d / (B \times f_{c28}) \leq 0.30$$

Avec : N_d : effort normal réduit

B : section du poteau

$f_{c28} = 25$ MPA

Tableau IV.7 : vérification d'effort normal réduit

Etage	Section (cm ²)	N_d (KN)	v
12	35x35	140.303	0.046
11	35x35	312.397	0.102
10	35x35	511.733	0.16
9	35x35	714.484	0.23
8	35x35	915.418	0.29
7	40x40	969.457	0.24
6	40x40	1028.736	0.26
5	40x40	1178.849	0.29
4	50x50	1370.17	0.22
3	50x50	1576.217	0.25
2	50x50	1792.444	0.28
1	55x55	2023.412	0.26
RDC	55x55	2260.678	0.29

IV.7.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P – Δ est un effet non linéaire (effet de 2nd ordre) qui peut être négligé dans le cas des

bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] : $\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$

Avec :

– P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés par formule :

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "K" .

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Où :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

F_t: force concentrée au sommet de la structure.

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1".

h_K: Hauteur de l'étage "K".

Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Etage	P _k (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	Δ _x (mm)	Δ _y (mm)	θ _x	θ _y
RDC	59680.9	4517.372	4185.19	3.97	3.38	0.017	0.018
1	53336.6	4450.70	4134.367	8.73	6.88	0.034	0.029
2	47685.5	4281.885	4002.386	12.85	10.95	0.046	0.043
3	41637.1	4031.827	3801.163	16.33	13.91	0.055	0.050
4	35845.9	3743.747	3567.837	19.17	16.33	0.059	0.054
5	30216.46	3406.612	3295.179	23.43	18.63	0.067	0.055
6	24925.59	3041.145	2932.989	23.99	20.32	0.064	0.056
7	19271.41	2631.282	2593.861	24.14	21.65	0.057	0.052
8	14536.73	2225.848	2193.67	27.40	21.35	0.058	0.046
9	11501.09	1941.388	1899.481	27.90	21.53	0.054	0.043
10	8436.83	1599.458	1532.832	26.90	21.65	0.046	0.040
11	5402.57	1149.769	1093.053	25.41	21.59	0.039	0.035
12	2322.17	554.784	544.629	23.78	24.44	0.032	0.034

On constate que θ_k < 0,1 pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P – Δ dans le calcul des éléments structuraux.

Donc tout est vérifié

Justification la valeur du coefficient de comportement (R=5) :

R=5 (mixte portiques/voiles avec interaction) tableau.4.3 (RPA99) page 28

4.a système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (RPA99) page 19

-Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (19,84%)
 $(13120.10) / (65789.21) = 0.1994$
 Donc 19.94 %

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

Les étages	L'effort tranchant (portique) Selon Ex (%)	L'effort tranchant (portique) Selon Ey (%)
RDC	38	30
1 ^{er}	45	25
2 ^{eme}	50	26
3 ^{eme}	59	30
4 ^{eme}	75	26
5 ^{eme}	51	32
6 ^{eme}	75	29
7 ^{eme}	91	39
8 ^{eme}	28	25
9 ^{eme}	26	25
10 ^{eme}	30	32
11 ^{eme}	46	31
12 ^{eme}	74	67

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANS

V.1 INTRODUCTION :

Après avoir calculé toutes les charges auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre bâtiment (poteaux, poutres et voiles), nous allons procéder au calcul de leurs ferraillages. Ces derniers seront conformes aux règles de calcul en vigueur en Algérie, à savoir : CBA93, BAEL91 et RPA99/2003.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.2.1. INTRODUCTION :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348MPa$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=21,73MPa$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400MPa$

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91 [3]:

a.1. ELU: Situation durable

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

a.2. ELS: Situation durable

G+Q

b. Selon RPA 99 [2]: Situation accidentelle

- G+Q+E
- 0,8G±E

Avec:

G: Charges permanentes.*Q*: Surcharge d'exploitation.*E*: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- N^{max}, M^{corr}
- 2- M^{max}, N^{corr}
- 3- N^{min}, M^{corr}

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs obtenues (cas le plus défavorable)

V.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003 :

D'après le *RPA99 version 2003* (Art 7.4.2), pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

 A_s : La section d'acier. B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau.V.1 : Ferraillage des poteaux en situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	-2653.1	-11.56	SEC	0.00	0.00	27.22
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	-2133.6	-24.72	SEC	0.00	0.00	22.50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	-1482.2	-21.03	SEC	0.00	0.00	14.40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	-1099.2	22.97	SEC	0.00	0.00	11.025

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau.V.2 : Ferraillage des poteaux en situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	M^{max} (KN .m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	33.26	-2170.4	SEC	0.00	0.00	27.22
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	50.31	-1570.1	SEC	0.00	0.00	22.50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	62.63	-1175.1	SEC	0.00	0.00	14.40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	63.60	-602.80	SEC	0.00	0.00	11.025

2. Situation accidentelle:

- **Combinaison :G+Q±E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau.V.3: Ferraillage des poteaux en situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	-2260.6	-94.12	SEC	0.00	0.00	27.22
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	-1792.3	-105.20	SEC	0.00	0.00	22.50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	-1178.7	-83.55	SEC	0.00	0.00	14.40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	-913.57	-24.06	SEC	0.00	0.00	11.025

b. (M^{\max} ; N^{corr})

Tableau.V.4: Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M^{\max} (KN .m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	119.02	-292.76	SPC	0.00	2.16	27.22
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	153.92	-235.51	SPC	0.00	5.56	22.50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	134.76	-760.90	SPC	0.00	2.13	14.40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	66.50	-102.07	SPC	0.00	3.99	11.025

- **Combinaison** : 0,8G ± E

a. (N^{\max} , M^{corr})

Tableau.V.5: Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	-1678.4	-86.05	SEC	0.00	0.00	27.22
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	-1352.4	5.64	SEC	0.00	0.00	22.50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	-837.58	-76.48	SEC	0.00	0.00	14.40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	-653.48	-25.28	SEC	0.00	0.00	11.025

b. (M^{\max} ; N^{corr})

Tableau.V.6 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	M^{\max} (KN .m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	115.48	-68.34	SPC	4.72	0.00	27.22
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	147.46	-82.99	SPC	6.98	0.00	22.50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	121.22	485.18	SPC	3.34	0.00	14.40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	60.98	-49.25	SPC	4.26	0.00	11.025

c. (N^{\min} , M^{corr})

Tableau.V.7: Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	As' (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	455.59	23.99	SPC	6.87	4.52	27.22
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	370.68	68.48	SPC	8.36	0.91	22.50
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	165.18	60.41	SPC	6.18	0.00	14.40
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	100.37	44.89	SPC	4.78	0.00	11.025

V.2.4. FERRAILLAGE ADOPTE POUR LES POTEAUX :

Les armatures longitudinales obtenues pour les différents types de poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.V.8: Résultats du ferraillage des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	As(cm2)	As t (cm2)	As _{min} (cm ²)	choix	As(cm2)
RDC+1 ^{er}	55x55	6.87	24.13	27.22	4T20+8T16	28.65
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	8.36	25.13	22.50	4T20+8T16	28.65
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	6.18	24.13	14.40	8T20	25.13
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	4.78	16.08	11.025	8T16	16.08

V.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**
 $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

- **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification

Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\} = 201,63$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0.8\epsilon$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

$$N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{cor} :$$

Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux :

Niveaux	section	Nmin	Mcor	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
RDC+1 ^{er}	55x55	632.4	8.69	29.40	201.6	1.97	15	OK
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	285.9	16.21	22.80	201.6	1.57	15	OK
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	44.38	15.96	21.80	201.6	1.67	15	OK
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	30.29	15.53	29.80	201.6	2.38	15	OK

Remarque:

σ_s et σ_{bc} sont faibles car le RPA est très sévère (la quantité de béton et d'acier dépasse notre besoin) mais si on diminue ces quantités on ne peut pas vérifier toutes les vérifications.

V.1.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

V.1.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les poteaux de chaque niveau.

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm2)	Tu (KN)	Tu (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC+1 ^{er}	55x55	20.39	0.075	3.89	0.040	1.00	2.50	OK
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	35.82	0.159	4.28	0.040	1.00	2.50	OK
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	33.21	0.231	5.35	0.075	1.875	2.50	OK
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	24.75	0.224	6.12	0.075	1.875	2.50	OK

V.1.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du *BAEL91 modifié 99* et celles du *RPA99 version 2003* ; elles sont données comme suit :

* *Selon BAEL91 modifié 99 [3] :*

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- φ_t : Diamètre des armatures transversales.
- φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* *Selon le RPA99 version 2003 :*

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

- Avec :
- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.11 : Espacements maximales selon RPA99 :

Niveau	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC+1 ^{er}	55x55	4T20+8T16	20	10	20
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	4T20+8T16	20	10	20
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	8T20	20	10	20
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	8T16	16	10	16

- $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ avec ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales dans les poteaux

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	Section	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	zone	S_t (cm)	A_t (cm ²)	ϕ_t mm	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	3.89	3.75	20.39	N	10	6T8	6.67	6T8	3.02
					C	18	6T8		6T8	3.02
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	4.28	3.75	35.82	N	10	6T8	6.67	6T8	3.02
					C	20	6T8		6T8	3.02
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	5.35	2.5	99.12	N	10	6T8	6.67	6T8	3.02
					C	20	6T8		6T8	3.02
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	6.11	2.5	25.77	N	10	4T8	5.33	4T8	2.01
					C	10	4T8		4T8	2.01

V.1.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour : T20..... $L_r = 100\text{cm}$
 T16..... $L_r = 80\text{cm}$

V.1.8. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL :

La section des poteaux de sous-sol est de $65 \times 65 \text{ cm}^2$. C'est la section qui vérifie la condition de l'effort normale réduit.

Les poteaux su sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$)

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

La section réduite $B_r = (a-0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_u(\text{RDC}) = 2653,10 \text{ kN}$

- Poids du plancher..... $14,16 \times 6,54 = 92,61 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $0,65 \times 0,65 \times 3,06 \times 25 = 32,23 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $2,97 \times 0,45 \times 0,35 \times 25 = 11,70 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $2,01 \times 0,35 \times 0,30 \times 25 = 5,28 \text{ kN}$

$G = 141,82 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 14,16 = 70,8 \text{ KN}$

$N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = 297,65 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + NuI = 2950,75 \text{ kN}$

a. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,99 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \cdot 10^2}{15,99} = 13,39 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$
- $Br = (65 - 2)^2 = 3969 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2950,75 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{3969 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $12T20 = 37,7 \text{ cm}^2$.

vérifications à l'ELS :

$$N_{serI} = G + Q = 212,62 \text{ kN.}$$

D'où :

$$N_{ser(ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{serI}$$

$$N_{ser(ss)} = 1934,308 + 212,62 = 2146,93 \text{ kN}$$

Tableau V.13 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

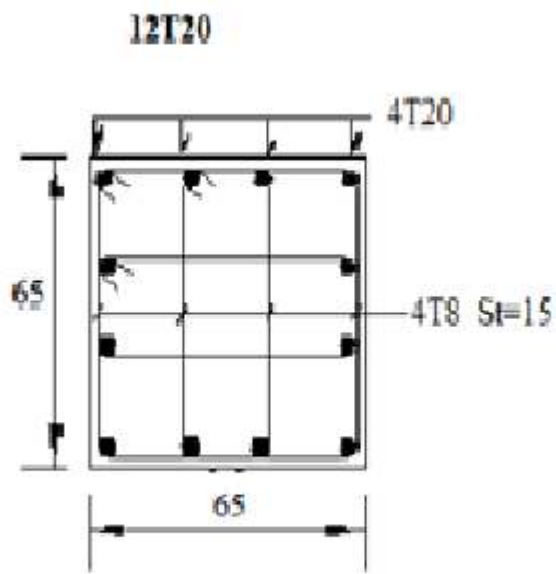
Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
65 x 65	2146,93	67.20	240	4.48	15	OK

C. Détermination des armatures transversales :

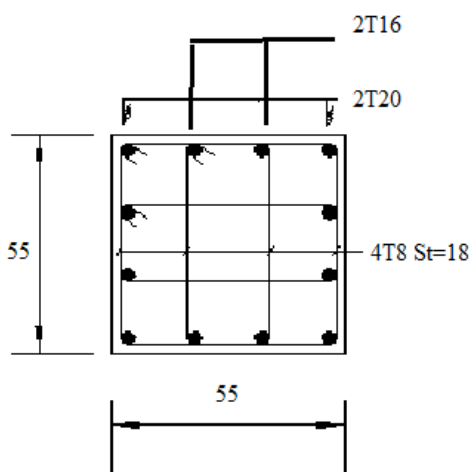
Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

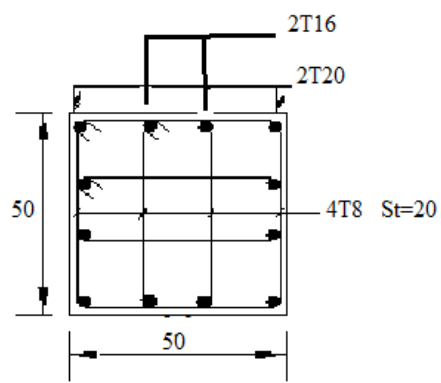
Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$



sous-sol



RDC + 1er



2eme ; 3eme ; 4eme

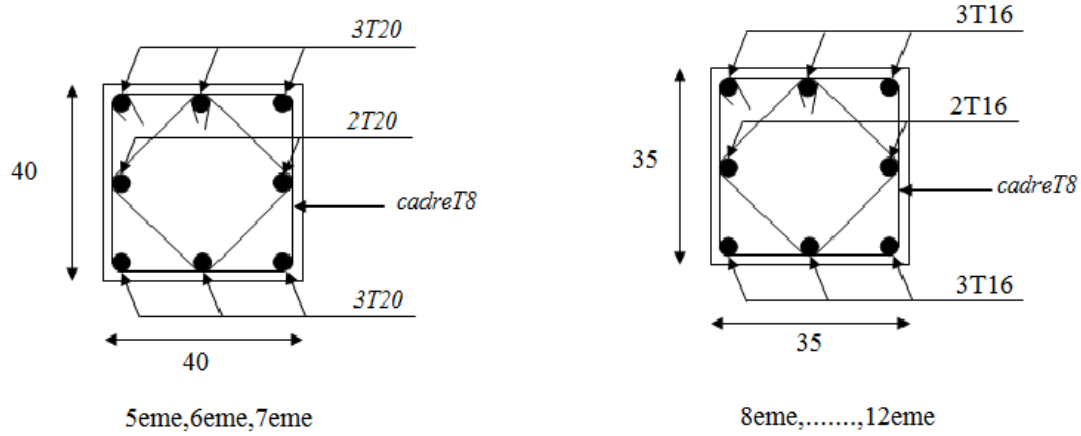


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. INTRODUCTION :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.2.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.3. CALCUL DU FERRAILLAGE :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Les poutres porteuses :

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Les résultats de moment tirés par le logiciel SAP 2000 V14 sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Sections (cm^2)	Position	M^{max} (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
RDC – étages courants	35x45	Travée	115,83	8,33	0	7,875
		Appui	149,34	11,0	0	7,875
Terrasse	35x45	Travée	83,38	5,86	0	7,875
		Appui	90,11	6,36	0	7,875
S-SOL	35x45	Travée	41,91	2,87	0	7,875
		Appuis	51,84	3,57	0	7,875

b. Situation accidentelle :

- Combinaison : (G+Q+E)

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC – étages courants	35x45	Travée	170,88	10,8	0	7,875
		Appui	218,36	14,19	0	7,875
terrasse	35x45	Travée	108,36	6,62	0	7,875
		Appui	169,04	10,67	0	7,875
S-SOL	35x45	Travée	86,62	5,24	0	7,875
		Appui	56,37	3,36	0	7,875

- Combinaison : (0,8G ± E)

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC – étages courants	35x45	Travée	178,79	11,35	0	7,875
		Appui	210,56	13,61	0	7,875
terrasse	35x45	Travée	116,42	7,15	0	7,875
		Appui	158,07	9,92	0	7,875
S-SOL	35x45	Travée	80,96	4,88	0	7,875
		Appuis	55,19	3,29	0	7,875

2-Les poutres non porteuses :S. **Situation durable** : 1,35G+1,5Q**Tableau V.17 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)**

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC – étages courants	30x35	Travée	72,53	6,93	0	5,25
		Appui	96,57	9,59	0	5,25
terrasse	30x35	Travée	50,85	4,71	0	5,25
		Appui	68,54	6,51	0	5,25
S-SOL	30x35	Travée	129,65	9,41	0	5,25
		Appuis	128,16	9,29	0	5,25

c. Situation accidentelle :

- Combinaison : (G+Q+E)

Tableau V.18 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC – étages courants	30x35	Travée	79,56	6,5	0	5,25
		Appui	149,62	13,33	0	5,25
terrasse	30x35	Travée	84,50	6,94	0	5,25
		Appui	124,27	10,7	0	5,25
S-SOL	30x35	Travée	100,06	6,09	0	5,25
		Appuis	119,10	7,32	0	5,25

Combinaison : (0,8G ± E)

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC – étages courants	30x35	Travée	82,02	6,72	0	5,25
		Appui	132,49	11,53	0	5,25
terrasse	30x35	Travée	71,67	5,81	0	5,25
		Appui	110,91	9,39	0	5,25
S-SOL	30x35	Travée	90,34	5,47	0	5,25
		Appuis	105,61	6,45	0	5,25

IV.2.4. CHOIX DES ARMATURES :

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants :

1- Les poutres porteuses :**Tableau V.20 : Choix des armatures pour les poutres porteuses**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max} (cm ²) (ZN)	A_s^{\max} (cm ²) (ZC)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC – étages courants	35x45	Travée	63	94,5	7,875	11,35	3T16+2T20	12,31
		Appui				13,61	3T16+3T20	15,45
Terrasse	35x45	Travée	63	94,5	7,875	7,15	3T16+2T20	12,31
		Appui				9,92	5T16	10,05
S-SOL	35x45	Travée	63	94,5	7,875	4,88	3T12+2T14	6,42
		Appui				3,29	5T12	5,65

2-Les poutres non porteuses :**Tableau V.21 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max} (cm ²) (ZN)	A_s^{\max} (cm ²) (ZC)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC – étages courants	30x35	Travée	42	73,5	5,25	6,5	3T16+2T14	9,06
		Appui				13,33	3T16+3T20	15,45
Terrasse	30x35	Travée	42	73,5	5,25	6,94	6T14	9,24
		Appui				10,7	3T14+2T20	10,9
S-SOL	30x35	Travée	42	73,5	5,25	6,09	3T12+3T14	8,01
		Appuis				7,32	3T12+3T14	8,01

V.2.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Tableau V.22 : Vérification de la condition de non fragilité :(poutres porteuses)

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
35x45	12,31	1,90	Vérifiée
35x45	15,45	1,90	Vérifiée
35x45	12,31	1,90	Vérifiée
35x45	10,05	1,90	Vérifiée
35x45	6,42	1,90	Vérifiée
35x45	5,65	1,90	Vérifiée

Tableau V.23 : Vérification de la condition de non fragilité :(poutres non porteuses)

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x 35	9,42	1,27	Vérifiée
30x35	13,44	1,27	Vérifiée
30x35	9,24	1,27	Vérifiée
30x35	10,9	1,27	Vérifiée
30x35	8,01	1,27	Vérifiée
30x35	8,01	1,27	Vérifiée

V.2.6. VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'ELS :

1- Les poutres porteuses :

Tableau V.24 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC – étages courants	35x45	Travée	84,13	5,79	15	74,6	201,6	Oui
		Appui	108,69	7,88		92		
terrasse	35x45	Travée	60,96	4,58	15	59,6	201,6	Oui
		Appui	65,89	4,82		60,7		
S-SOL	35x45	Travée	30,46	3,21	15	40,3	201,6	Oui
		Appui	37,40	5,11		54,2		

1- Les poutres non porteuses :

Tableau V.25 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Vérifié
RDC – étages courants	30x35	Travée	52,81	6,87	15	81,2	201,6	Oui
		Appui	70,37	9,44		92,4		
terrasse	30x35	Travée	36,91	5,23	15	65,5	201,6	Oui
		Appui	49,82	6,16		70,5		
S-SOL	30x35	Travée	92,90	13,5	15	167,6	201,6	Oui
		Appui	91,87	13,9		156		

V.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
RDC – étages courants	35x45	93,32	0,66	2,5	OK
	30x35	73,62	0,78		OK
terrasse	35x45	67,33	0,47	2,5	OK
	30x35	79,12	0,83		OK
S-SOL	35x45	95,2	0,68	2,5	OK
	30x35	80,3	0,79		OK

Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ainsi leurs espacements sont tirés à partir des formules de "RPA99 version 2003" et celle du "BAEL "

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \text{Min}\left(\frac{35}{35} = 1; 1,2; 3\right) = 1\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 10\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V .27 : Calcul des armatures transversales

Section	T _u (KN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
				S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
35x45	93,32	0,66	36,45	11,25	22,50	10	20	2,10	4T10
35x45	67,33	0,47	28,35	11,25	22,50	10	20	2,10	4T10
30x35	73,62	0,78	36,45	8,75	17,50	8	15	1,35	4T8
30x35	79,12	0,83	40,00	8,75	17,50	8	15	1,35	4T8

V.2.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES :

L_r = 50 φ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- φ = 12mm L_r = 60cm
- φ = 14mm L_r = 70cm
- φ = 16mm L_r = 80cm
- φ = 20mm L_r = 100cm

V.2.9. VERIFICATION DE LA FLECHE :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :
Les conditions à vérifier [4]:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Tableau V.28 : vérification de la flèche.

Niveaux	Sections (cm ²)	H/L	1/16	A _s (cm ²)	A _s /bd	4,2/F _e	Mt/10M0	Vérification
RDC – étages courants	35x45	0,084	0,0625	11,35	0,007	0,0105	0,064	Vérifiée
	30x35	0,078	0,0625	6,5	0,0061	0,0105	0,32	Non Vérifiée
terrasse	35x45	0,084	0,0625	7,15	0,0054	0,0105	0,054	Vérifiée
	30x35	0,078	0,0625	6,94	0,0066	0,0105	0,33	Non Vérifiée
S-SOL	35x45	0,084	0,0625	4,88	0,0034	0,0105	0,138	Vérifiée
	30x35	0,078	0,0625	6,09	0,0064	0,0105	0,242	Non Vérifiée

D'après ce tableau on a trouvé que dans les poutres secondaires, les trois conditions ne sont pas vérifiées donc on doit calculer la flèche ;

Avec :

$$h=35\text{cm} ; b=30\text{cm} ; d=31,5\text{cm} ; f_e=400\text{MPa}.$$

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [3].

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} \quad (L < 5m)$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" [3] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [3] :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

 σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_i = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i < \bar{f}$$

Tableau V.29 : calcul de la flèche « Δf_T »

Niveaux	f_v	f_i	Δf_T	\bar{f}
RDC –étages courants	0,756	0,664	0,092	0,9
Terrasse	0,423	0,370	0,053	0,9
S-SOL	0,92	0,73	0,19	0,9

V.2.10. ARRÊT DES BARRES [3] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

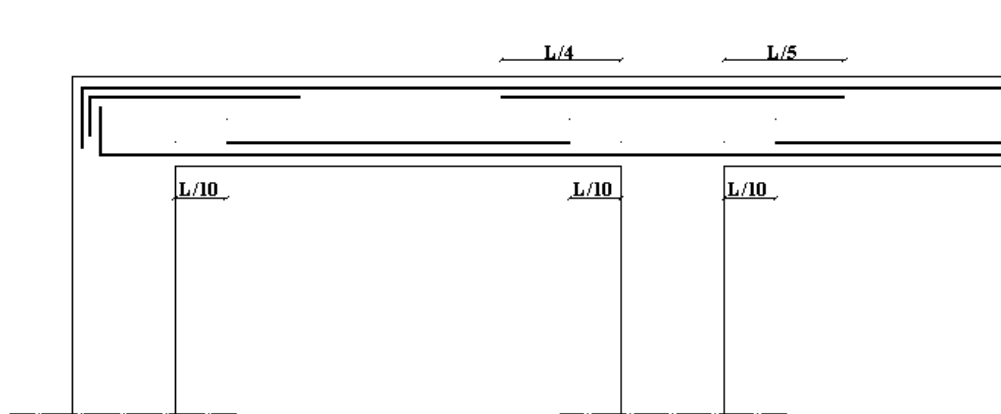
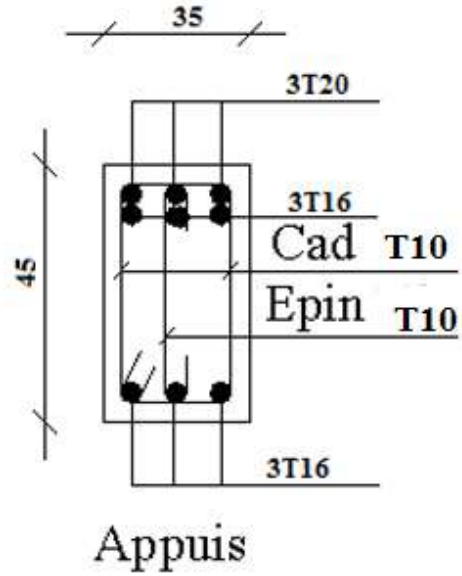
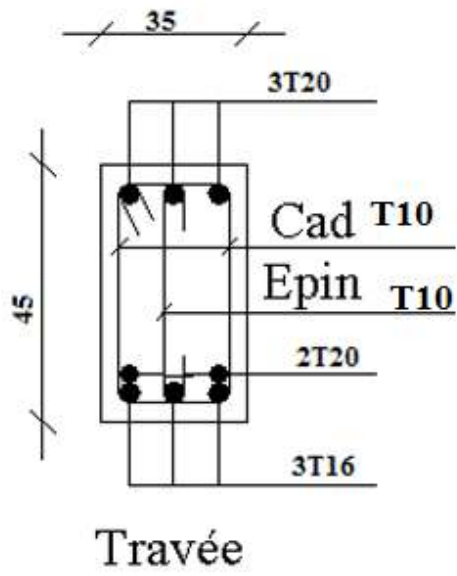
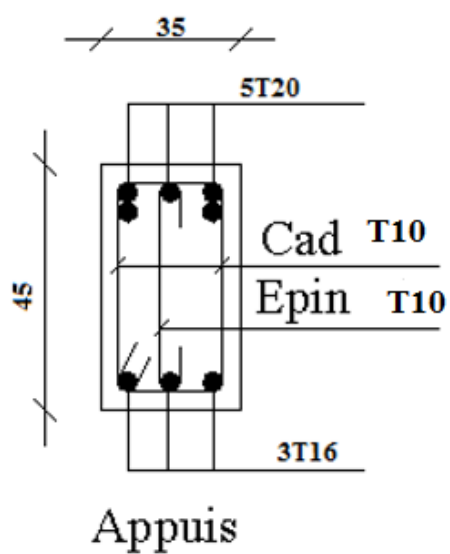
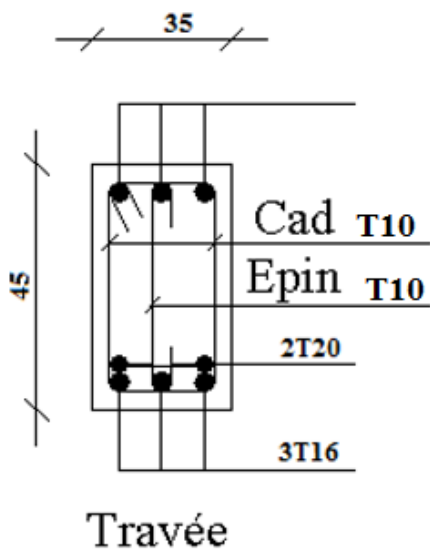


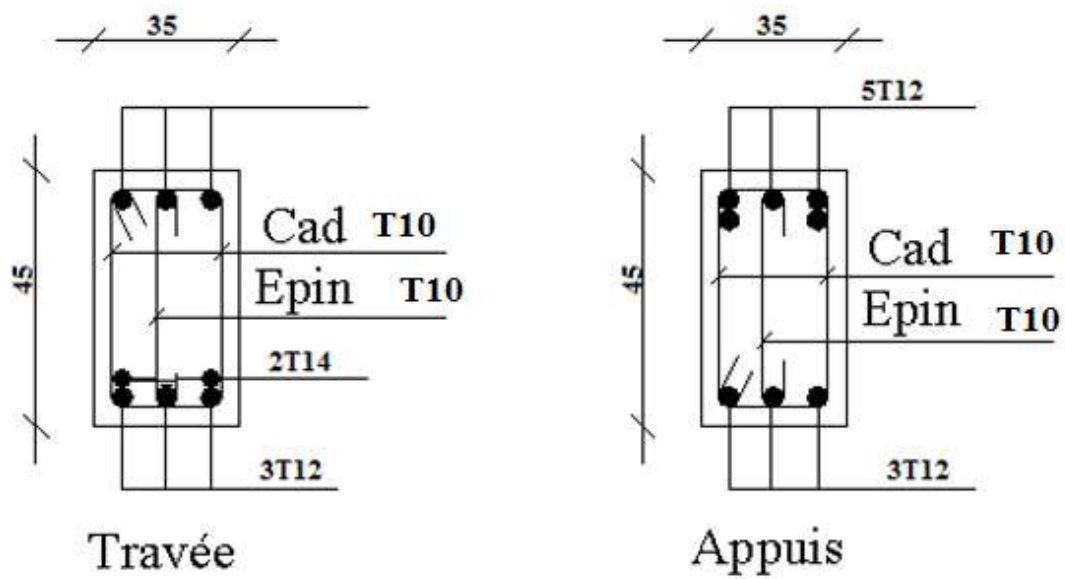
Figure VI.2: Arrêt des barres



RDC ;étages courant

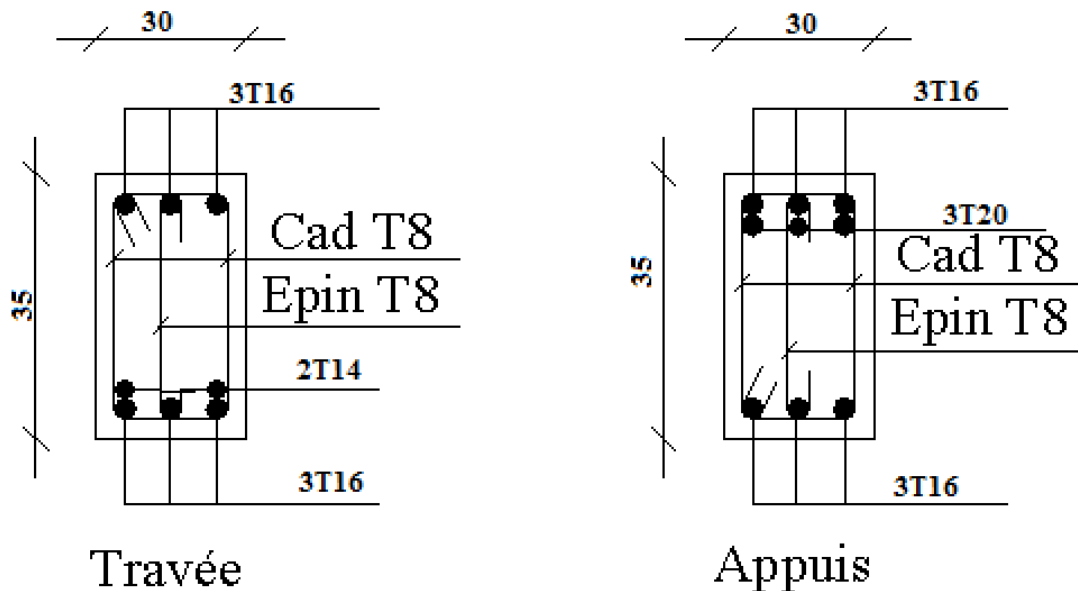


Terrasse



S-Sol

Figure V.2: Ferrailage des poutres porteuses



RDC, étages courant

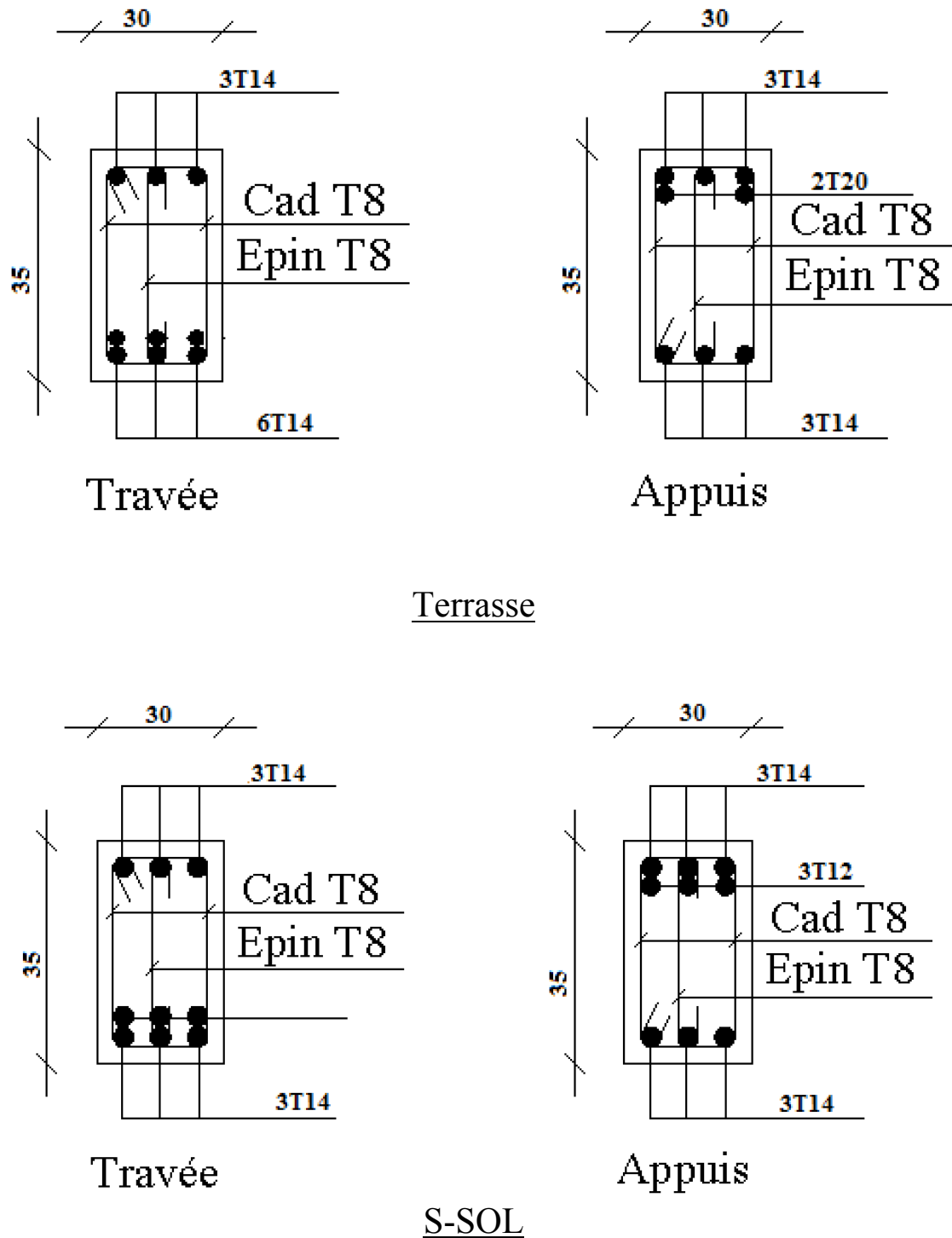


Figure V.3: Ferrailage des poutres non porteuses

V.3. FERRAILLAGE DES VOILES:

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, ainsi qu'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Leur ferraillage est composé d'armatures verticales, horizontales et transversales.

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003.

Voiles pleins et trumeaux

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes (méthode de Navier) et vérifiée selon RPA 99/2003 sous les efforts N_{max} et $M_{correspondant}$, en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

- Pour le ferraillage : $0,8G \pm E$;
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$.

Ferraillage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est donnée par [Art 7.7.4 RPA99/2003] :

$$d \leq \min(h_e/2 ; 2L/3)$$

Avec :

L' : longueur de la zone comprimée ;

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile (où trumeau) considéré.

Les sollicitations de la bande sont données par :

$$\sigma_{1/2} = N/\Omega \pm M \times V/I$$

Avec :

- N : effort normal appliqué ;
- M : moment fléchissant appliqué ;
- Ω : Section transversale du voile ;
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême ;
- I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1er cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99/2003 ($A_{min} = 0,20 \times e \times L$).

- 2ème cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction F_t

, d'où la section des armatures verticales $A_v = F_t/f_e$

. On compare

A_v avec la section minimale :

- Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .
- 3ème cas : (σ_1, σ_2) sont de signe différent

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule contraintes pour la zone tendue.

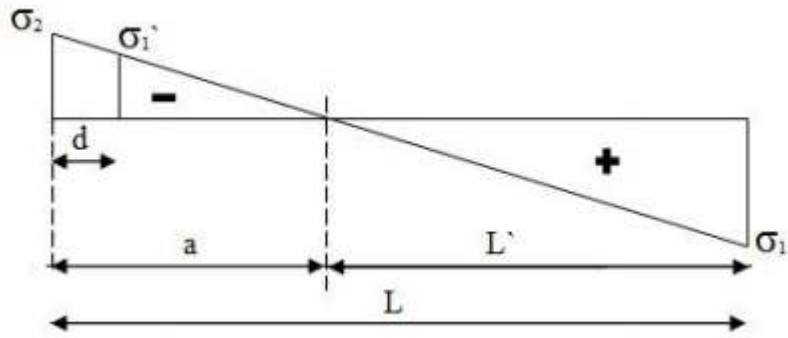


Figure V.4 :Schémas contraintes développées dans un voile

Avec :

$$\sigma'_1 = \frac{\sigma_1 \times a}{L'}$$

$$v = L/2$$

$$v' = d/2$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma'_2 - \sigma_2)$$

$$c = 5cm$$

$$e_2 = (h/2) + e_0 - c'$$

$$A_v = A_1 + A_2$$

$$a = L \times \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$\Omega = e \times L$$

$$\Omega' = e \times d$$

$$N_1 = (\Omega'/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2)$$

$$c' = 10cm$$

$$A_1 = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e}$$

$$A_v / \text{face/ml} = A_v / (2 \times L)$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$L' = L - a \times L$$

$$I' = \frac{e \times d^3}{12}$$

$$e_0 = M_1 / N_1$$

$$e_1 = (d/2) - e_0 - c$$

$$A_2 = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e}$$

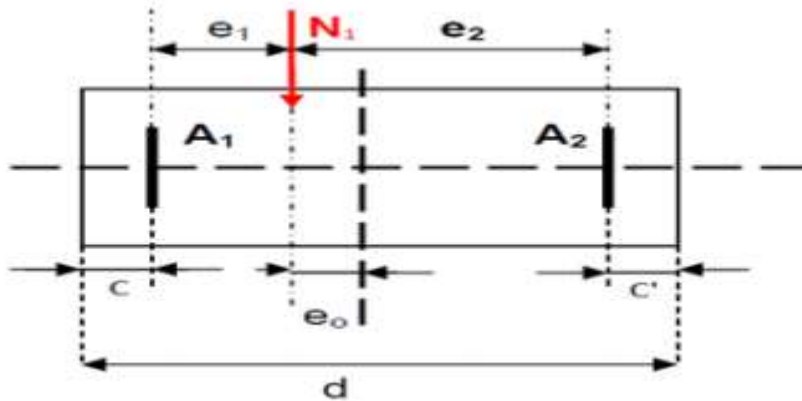


Figure V.5 : Schéma descriptif pour le calcul de la bande

Tableau V.30 : ferraillage des bandes

Position	Niveaux	M (KN.m)	N (KN)	L (m)	Sig 1 (MPa)	Sig2 (MPa)	Lt (m)	A(pot) (cm ²)	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)
Vy1	RDC+1 ^{er}	5873.63	1132.67	3.75	13528.36	-11532.46	1.73	26.66	22.58	0.52
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	3285.23	816.346	3.75	7785.97	-6231.03	1.67	13.24	12.47	0.26
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	1507.794	383.582	3.75	3678.77	-2754.48	1.61	4.82	6.05	0.18
Vy2	RDC+1 ^{er}	11612.50	1917.74	4.9	15914.53	-13104.65	2.21	31.57	34.46	6.52
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	7863.62	1554.01	4.9	11039.51	-8611.37	2.15	19.02	23.00	4.20
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	423560	1075.32	4.9	6306.75	-4277.83	1.98	7.69	11.67	1.82
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	2653.73	632.68	4.9	3898.90	-2732.67	2.02	4.37	7.91	1.51
Vy3	RDC+1 ^{er}	26441.67	3176.48	6.75	19058.56	-15761.75	3.06	39.44	51.73	29.23
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	8784.56	19387.7	6.75	14877.03	-10654.08	2.82	24.27	34.36	16.40
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	10617.45	1884.54	6.75	8272.92	-5708.92	2.76	10.59	19.22	9.52
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	4167.85	1144.37	6.75	3503.63	-1984.90	2.44	3.22	6.47	2.42
Vx1	RDC+1 ^{er}	9779.90	107.05	3.8	20224.87	20411.85	1.89	47.53	44.98	3.11
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	-4872.98	455.55	3.75	10829.57	-9961.84	1.80	21.44	22.09	1.22
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	-2384.474	622.077	3.65	6068.39	-4670.46	1.59	8.16	10.11	0.26
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	-2300.72	45.204	3.65	5380.54	-5270.95	1.78	8.32	13.78	1.38
Vx2	RDC+1 ^{er}	-8337.76	2584.31	3.45	23416.17	-18611.14	1.53	41.97	21.87	7.24
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	-3665.09	2166.60	3.4	11204.16	-7818.84	1.40	16.05	8.47	2.8
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	-1847.36	1582.79	3.3	7019.39	-3158.92	1.02	5.08	2.24	0.76
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	-1802.31	676.59	3.25	6015.15	-4222.86	1.34	6.43	5.79	1.93
Vx3	RDC+1 ^{er}	2795.46	2089.41	2.55	15871.44	-9922.93	0.98	19.61	4.67	0.00
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	-700.34	343.34	2.5	3889.87	-2833.42	1.05	5.40	2.06	0.00
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	569.19	856.05	2.4	4493.24	-1435.90	0.58	1.88	0.20	0.00
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	-395.57	-378.74	2.35	1424.01	-2873.74	0.78	1.93	0.83	0.00

L : longueur de voile
 Lt : longueur de traction
 A : ferraillage de poteau qui lie avec le voile
 A1 : ferraillage de la 1^{ère} bande de voile
 A2 : ferraillage de la 2^{ème} bande de voile

Tableau V.31 : ferraillage de la façade de voile

Voiles	Niveaux	Amin BAEL		Amin RPA		As/face/ml (cm ²)		Ferraillage/face/ml		St (cm)
		A1	A2	A1	A2			1 ^{er} bande	2 ^{ème} bande	
Vy1	RDC+1 ^{er}	10.50	1.84	4.00	0.70	11.26	0.26	3T16+4T14	4T5	15
	2 ^{ème} → 4 ^{ème}	10.50	1.75	4.00	0.67	6.23	0.13	7T12	4T5	
	5 ^{ème} → 7 ^{ème}	10.50	2.16	4.00	0.82	5.25	0.09	7T10	4T5	
Vy2	RDC+1 ^{er}	10.50	6.96	4.00	2.65	17.23	3.26	3T20+4T16	2T10+4T8	15
	2 ^{ème} → 4 ^{ème}	10.50	6.80	4.00	2.59	11.5	2.10	3T16+4T14	2T8+4T6	
	5 ^{ème} → 7 ^{ème}	10.50	6.09	4.00	2.32	5.83	0.91	3T12+4T10	6T5	
	8 ^{ème} → 12 ^{ème}	10.50	7.03	4.00	2.68	5.25	0.75	7T10	6T5	
Vy3	RDC+1 ^{er}	10.50	15.81	4.00	6.02	25.86	14.61	6T20+4T16	9T12+6T10	10
	2 ^{ème} → 4 ^{ème}	10.50	13.83	4.00	5.27	17.18	8.02	5T16+5T14	5T10+10T8	
	5 ^{ème} → 7 ^{ème}	10.50	14.24	4.00	5.42	9.61	4.76	4T10+6T12	5T8+10T6	
	8 ^{ème} → 12 ^{ème}	10.50	11.46	4.00	4.36	5.25	1.21	5T8+5T10	15T5	
Vx1	RDC+1 ^{er}	10.50	3.58	4.00	1.37	22.49	1.55	4T20+6T16	4T8	10
	2 ^{ème} → 4 ^{ème}	10.50	3.35	4.00	1.27	11.04	0.61	4T14+6T12	4T5	
	5 ^{ème} → 7 ^{ème}	10.50	1.20	4.00	0.40	5.25	0.13	5T8+5T10	4T5	
	8 ^{ème} → 12 ^{ème}	10.50	5.55	4.00	2.11	6.89	0.69	5T8+5T10	4T5	
Vx2	RDC+1 ^{er}	5.15	5.12	1.96	1.95	10.93	3.62	3T16+4T14	2T16	15
	2 ^{ème} → 4 ^{ème}	4.73	4.70	1.80	1.79	4.23	1.40	7T10	2T10	
	5 ^{ème} → 7 ^{ème}	3.26	3.30	1.24	1.26	1.65	0.38	7T8	2T5	
	8 ^{ème} → 12 ^{ème}	5.20	5.20	1.98	1.98	2.89	0.96	7T8	2T8	
Vx3	RDC+1 ^{er}	5.78		2.20		2.33		7T8		15
	2 ^{ème} → 4 ^{ème}	5.78		2.20		1.03		7T6		
	5 ^{ème} → 7 ^{ème}	4.20		1.60		0.10		7T6		
	8 ^{ème} → 12 ^{ème}	4.52		1.40		0.42		7T6		

D'après les prescriptions imposées par le RPA99/2003, on a :

- Armatures minimales [Art. 7.7.4.1] : $ARP A = 0, 20\% \times e \times a$
- Le pourcentage minimal [Art. 7.7.4.3] : $Amin = 0.15\% \times e \times L$

Donc : $Asv = \max \{A_v, Amin, ARP A\}$

– L'espacement :

- En zone courante $St \leq \min \{1, 5e; 30cm\} = 30cm \rightarrow$ On choisit $St = 15 cm$;
- En zone d'about $(L/10)$: $Sta = St/2 = 10 cm$

Ferraillage horizontal

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement [Art 7.7.2 du RPA99/2003].

$$\tau_b = \sqrt{V/e} \times d \leq \tau = 0, 2f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

- $\sqrt{V} = 1, 4V_{calcul}$;
- e : épaisseur du voile ;

– $d = 0.9h$: hauteur utile :

– h : hauteur totale de la section brute (hauteur d'étage).

Le pourcentage minimal d'armatures est :

– $0.15\% \times e \times h$ si $\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$;

– $0.25\% \times e \times h$ si $\tau_b \geq 0,025f_{c28}$.

L'espacement : $St \leq \min \{1, 5e; 30\text{cm}\}$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

– 40φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

– 20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Tableau V.32 : ferrailage horizontale de voile

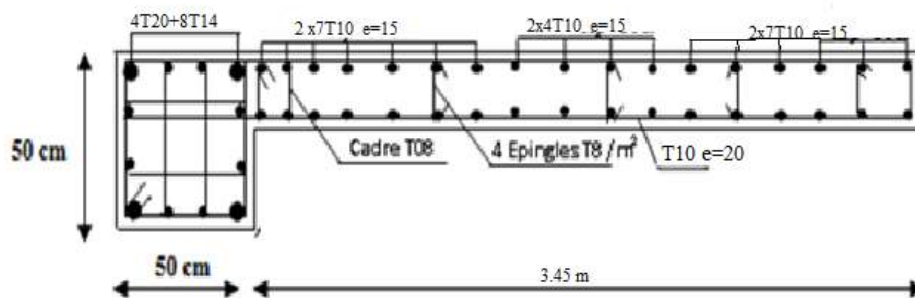
Voiles	niveaux	V (KN)	τ (MPa)	Ah (cm ²)	Ferrailage/face/ml	espacement
Vy1	RDC+1 ^{er}	517.447	1.07	6.28	5T10	20
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	413.604	0.87	5.81	5T10	
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	264.027	0.56	4.59	5T8	
Vy2	RDC+1 ^{er}	709.524	1.12	7.55	5T10	20
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	606.843	0.96	7.08	5T10	
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	489.932	0.77	5.86	5T10	
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	486.464	0.07	6.01	5T10	
Vy3	RDC+1 ^{er}	1198.941	1.38	10.66	5T12	20
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	1162.833	1.34	8.47	5T12	
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	1008.812	1.16	8.13	5T12	
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	513.504	0.59	8.34	5T12	
Vx1	RDC+1 ^{er}	1270.36	2.6	6.58	5T10	20
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	1099.65	2.28	6.03	5T10	
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	732.48	1.56	5.11	5T10	
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	792.727	1.71	4.74	5T8	
Vx2	RDC+1 ^{er}	995.938	2.24	6.18	5T10	20
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	671.029	1.53	7.35	5T104	
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	511.028	1.20	4.71	5T8	
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	414.459	0.99	4.34	5T8	
Vx3	RDC+1 ^{er}	585.759	1.78	3.87	5T8	20
	2 ^{eme} → 4 ^{eme}	359	1.00	3.59	5T8	
	5 ^{eme} → 7 ^{eme}	327.654	0.95	3.10	5T8	
	8 ^{eme} → 12 ^{eme}	322.215	1.08	2.88	5T8	

Tableau V.33.Ferraillage des poteaux du voiles

Niveaux	Section (cm ²)	As (cm ²)	Choix	As (cm ²)
RDC+1 ^{er}	55x55	47.53	8T25+4T20	51.84
2 ^{eme} → 4 ^{eme}	50x50	24.27	8T14+4T20	24.88
5 ^{eme} → 7 ^{eme}	40x40	10.59	8T14	12.32
8 ^{eme} → 12 ^{eme}	35x35	8.32	8T12	9.05

Remarque :

La section des armatures est plus grande par rapport à des poteaux isolés ce qui implique l'interaction poteau-voile.

**Figure V.5** : Schéma de ferraillage de voile Vx2 (2^{eme} ... 4^{eme})

FONDATION

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol et assurent la stabilité de l'ouvrage. L'infrastructure doit, dans ce cadre, assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charges de la construction) et la résistance du sol (contrainte admissible).

VI.1. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

VI.1.1. INTRODUCTION :

Afin de donner à la partie enterrée de la construction (sous-sol) plus de rigidité et la capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé d'un double quadrillage d'armature.

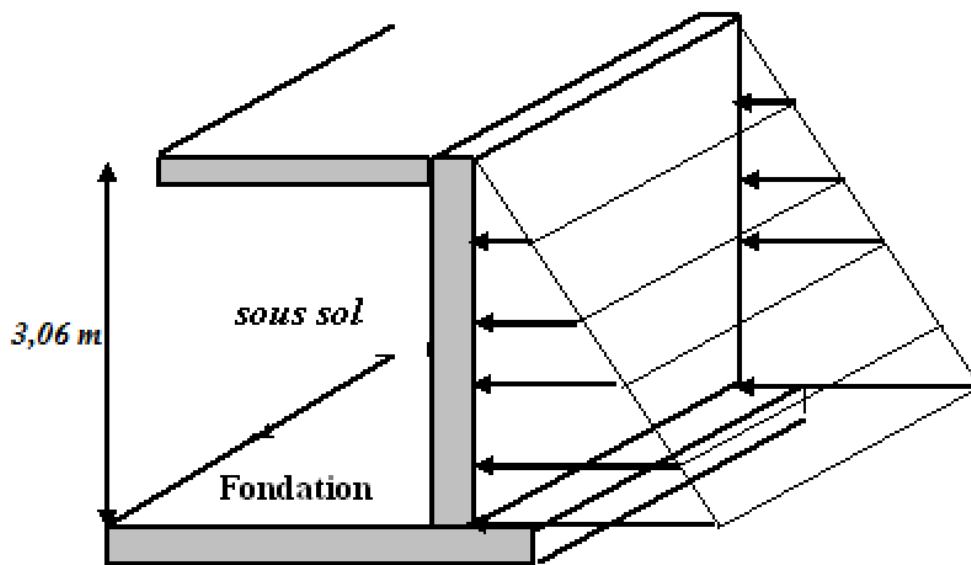


Figure VI.1. Evaluation des charges

VI.1.2. PRÉDIMENSIONNEMENT :

le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes [2] **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2. :

- Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$;
- Armatures constituées de deux nappes ;
- Pourcentage minimum d'armatures de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Recouvrement de 40% pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20\text{cm}$.

La hauteur du voile périphérique $h = 3,06\text{m}$

VI.1.3. MODELISATION ET CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE:

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres et travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

On considérera pour le remblai les caractéristiques suivantes :



Figure VI.2 .Poussées de terres

- $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$: Poids spécifique du remblai ;
- $\varphi = 25^\circ$: Angle de frottement interne ;
- $k_p = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,41$: Coefficient de poussée du remblai ;
- $Q = \gamma_d h K_p = 22,35 \text{ kN/m}^2$ Contrainte à la base sur une bande de 1 m

$$Q = 22,35 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 30,17 \text{ kN/ml}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 5,36 \text{ m}$ et comme hauteur $l_x = 4,5 \text{ m}$; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

On applique les règles de calcul du BAEL91 :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,48$$

$0,4 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans deux sens et on aura donc :

$$\mu_x ; \mu_y : \text{coefficients donnés en fonction de } \alpha ; \mu_x = 0,0117 ; \mu_y = 0,6678$$

l_x, l_y : portées entre nus d'appui de la dalle.

$$M_x = \mu_x Q_u l_x^2 = 7,14 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,77 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 6,07 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,05 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 3,57 \text{ kNm}$$

VI.1.4. CALCUL DU FERRAILLAGE :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. : Ferrailage du voile périphérique

	<i>Sens</i>	M_u (kNm)	A_s' (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	<i>Choix</i>	A_s^{adp} (cm ²)	<i>Esp</i> (cm)
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	6,07	0	0,98	4T8	2,01	25
	<i>y-y</i>	4,05	0	0,65	4T8	2,01	25
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i>	3,57	0	0,57	4T8	2,01	25
	<i>y-y</i>						

VI.1.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4,5}{5,36} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,728 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,728 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,728\text{cm}^2 \\ A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

VI.1.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 37,54\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 33,52\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 37,54\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{37,54 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,21\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VI.1.7. VÉRIFICATION À L'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 22,35\text{kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0586$$

$$\mu_y = 0,7655$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 26,52\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 20,30\text{kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 22,54\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 17,25\text{kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 13,26\text{kNm}$$

b. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

	<i>Sens</i>	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	<i>Vérification</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	22,54	2,01	8,67	15	OK
	<i>y-y</i>	17,25	2,01	6,64	15	OK
<i>Appuis</i>	<i>x-x</i>	13,26	2,01	5,1	15	OK
	<i>y-y</i>					

c. 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 : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,044 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,044 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 1,12 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Les données de rapport de sol :

Contrainte admissible $Q_{ad}=2bars$

Cohésion $C=1t/m^2$

Angle de frottement interne $\varphi = 25^0$

Poids volumique $\gamma = 1,08t/m^3$

VI.2. ETUDE DES FONDATIONS :

VI.2.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles sont donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations.
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI.2.2. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Remarque :

Au début on s'attendait deux types de fondation (un pour chaque bloc) ;

Mais après les résultats obtenus par un autre binôme encadré par le même promoteur, nous avons adopté le même type de fondation car la suppression de trois étages c'est avérer sont influence sur c'est dernière.

VI.2.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous ont conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.2.4. CLASSIFICATION DES FONDATIONS :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2.5. CALCULE DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la superstructure) + N_2 (sou sol) calculé par la combinaison $[G+Q]$.

VI.2.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:

VI.2.6.1. Semelles Isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

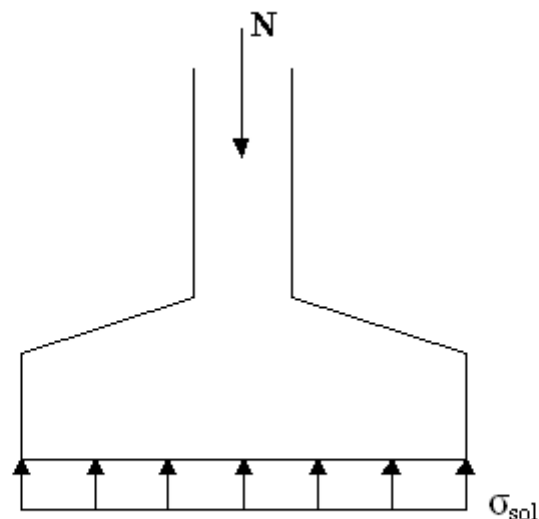


Figure VI.3 semelle isolée sous poteaux

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normale revenant au RDC :

$$\rightarrow N_1 (\text{RDC}) = 946,841 \text{ kN}$$

Effort normal revenant au sous-sol et bas sous-sol :

$$\rightarrow N_{2 \text{ sous sol}} = G+Q = 1807,507 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux fondations égale à

$$N = N_1 (\text{RDC}) + N_2 (\text{sous sol}) = 2754,35 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{2754,35}{200} \Rightarrow S = 13,77 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{13,77} = 3,71 \text{ m} \Rightarrow B = 4,00 \text{ m}$$

- **Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :**

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 2 \text{ m} < 1,5xB = 6,00 \text{ m} \dots \dots$ non vérifié

- **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes

VI.2.6.2. Semelles Filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

lors : $B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.3 :section des semelles filantes sens yy

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	4951,993	24,75	7,45	3,32	4
2	3006,4	15,032	7,45	2,01	3
3	9004,26	45,02	17,74	2,53	3
4	6386,75	31,93	17,74	1,79	2
5	7700,265	38,50	17,74	2,17	3
6	6296,55	31,48	7,45	4,22	5
7	4677,3	23,48	7,45	3,15	4
8	5002,926	23,38	17,74	1,32	2
9	4711,563	25,01	17,74	1,41	2
10	65969,59	32,98	17,74	1,85	2
11	2056,085	10,28	7,45	1,32	2
12	2665,359	13,32	7,45	1,78	2

Tableau VI.4 :section des semelles filantes sens xx

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	10588,5	52,94	22,46	2,35	3
2	7036,63	35,18	35,16	1,00	1
3	7633,909	38,16	36,16	1,08	2
4	8388,55	41,94	36,16	1,19	2
5	10492,89	52,46	36,16	1,49	2
6	6449,33	32,24	36,16	0,91	1
7	9397,42	46,98	22,46	2,09	3
8	6228,71	31,14	22,46	1,38	2

✎ Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{\min} = 2 \text{ m} < 2xB = 10 \text{ m}$ non vérifie

✎ Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.2.6.3. Radier Générale:**a) Introduction :**

Un radier est une dalle occupant la totalité de l'emprise du sol. Il se comporte comme un plancher renversé fortement chargé par la réaction du sol, Il est utilisé :

- ✓ Quand la contrainte limite du sol s'assise est faible.
- ✓ Quand la surface des semelles isolée ou filantes est supérieure à la moitié de la surface de la structure.
- ✓ Quand le sol n'est pas homogène, provoquant un risque du Tassement différentiel important

b) Pré-dimensionnement du radier**1) Calcul de la surface nécessaire du radie :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sols.

Nous avons :

$$N_{\text{total}} = 76842.77 \text{ kN}$$

Et

$$= 2,00 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{76842.77}{200} = 384,21 \text{ m}^2$$

Ce qui nous donne :

$$S_{\text{nécessaire}} \geq 384,21 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 384,21 \text{ m}^2 > 377,7 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier sera donc la surface totale du bâtiment qui égale à $384,21 \text{ m}^2$

2) Pré-dimensionnement de la dalle :

Le pré dimensionnement de la dalle est fait selon [1] pour un radier rigide:

L'épaisseur de la dalle $h_1 \geq L_{\text{max}}/20$; (L_{max} : est la distance maximal entre deux files).

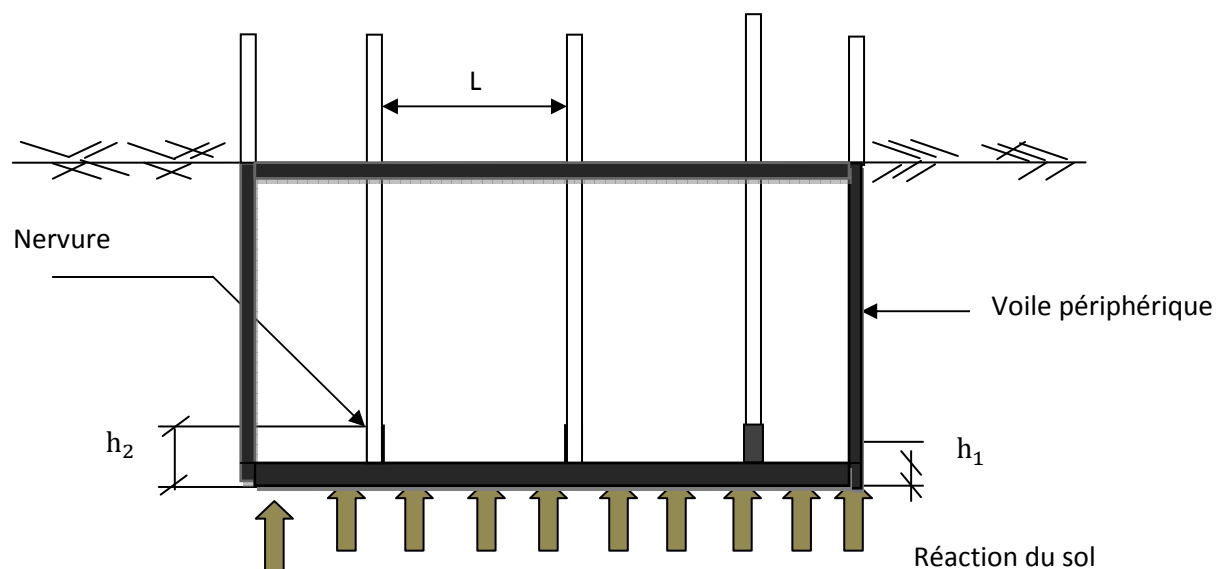


Figure VI.4 schéma du radier nervuré

Nous choisissons une dalle de radier d'épaisseur $h_1 = 30c$

Condition de non poinçonnement:[3]

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_4 \cdot f_{c28}$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1690,104 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b)+2h]$)

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

$$N_u \leq 0,045 \times 2[(a+b)+2h] \times h \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_4 \geq 61,85 \text{ cm}$$

On prend: $h = 65 \text{ cm}$

3) Pré-dimensionnement de la nervure du radier :

La nervure doit avoir des dimensions de coffrage de telle manière qu'elle soit rigide dans le sens longitudinal (théorie de la poutre sur un sol élastique).

a. Condition de coffrage: (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{535}{10} = 53,5 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 60 \text{ cm}$

b. La hauteur des nervures:

b.1 Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec:
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale de la nervure $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$b = 65 \text{ cm}$: largeur de la nervure.

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

On choisit $K=4[kg/cm^3]$

$$\text{On aura: } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_1 \geq 93,2cm$$

$$\Rightarrow h_1 = 100cm$$

b.2. Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max}=5,35m$

$$\Rightarrow 35,66cm < h_2 < 53,5cm$$

On prend: $h_2=50cm$

b.3. Condition de cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$N_u = 76842,77\text{kN}$

$L = 5,35\text{m}$; $b = 65\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 60,47\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 60,47\text{cm}$$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2 ; h_3) = 100\text{cm}$$

On prend : $h = 110\text{cm}$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 110\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

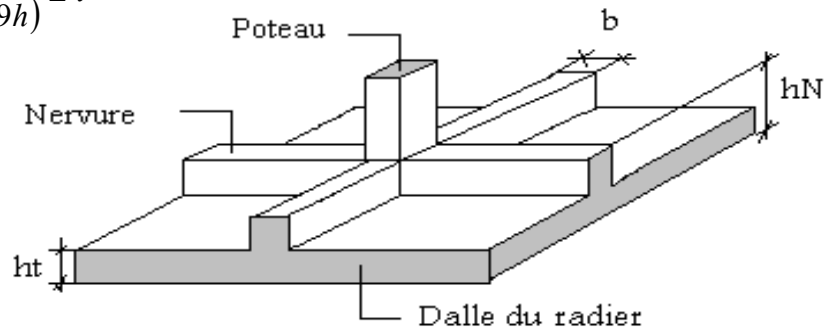
4) Calcul de débordement du radier :

Il n'est pas nécessaire de calculer le débordement du radier si la surface nécessaire du radier est inférieure ou égale à la surface totale du bâtiment. Dans le cas contraire le débord du radier sera égale à la surface nécessaire du radier moins la surface totale du bâtiment divisé par le périmètre de ce dernier.

Dans notre cas : $S_{\text{nécessaire}} = 384,21\text{m}^2 > S_{b,\text{Total}} = 377,7\text{m}^2$.

\Rightarrow Les débords sont nécessaires alors on prend des débords = 50cm pour chaque côté

Donc la section totale = $436,70\text{m}^2$



VI.1.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

a. Position du centre de gravité:

$$x_G = 17,59m$$

$$y_G = 6,89m$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 6411,9m^4$$

$$I_{yy} = 31544,6m^4$$

VI.6.4. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

a- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon [2]RPA99/version 2003(Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{b}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : N_1 (de la superstructure) + N_2 (sous-sol).

B : la largeur du radier.

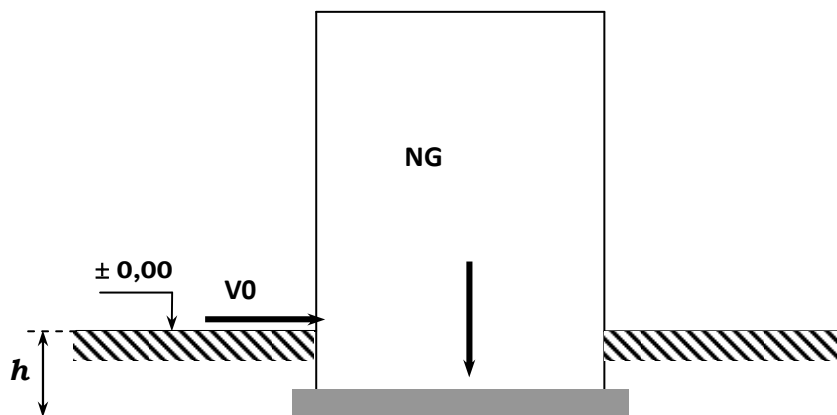


Figure VI.5. Schéma statique du bâtiment

Tableau VI.5: Représentant les valeurs de Nr, Mr, e0

		F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	ex m	ey m
ELU	/	104936,21	-225,39	34,45	-0,00214	3,282E-04
ELS	/	76745,42	-163,09	25,19	-0,00212	3,282E-04
0,8G+Ex	Max	88111,87	481,66	1784,27	0,005466	0,0202
0,8G+Ex	Min	20495,18	-686,95	-1748,71	-0,003351	-0,0853
0,8G+Ey	Max	95347,39	1967,38	604,503	0,0206	0,0634
0,8G+Ey	Min	13259,64	-2172,67	-568,94	-0,1638	-0,0429
G+Q+Ex	Max	110553,74	421,21	1791,68	0,00381	0,0162
G+Q+Ex	Min	42937,07	-747,41	-1741,29	-0,0174	-0,0405
G+Q+Ey	Max	117789,28	1906,93	611,91	0,0161	0,0343
G+Q+Ey	Min	35701,54	-2233,12	-561,52	0,0625	0,062

Le cas le plus défavorable pour l'évaluation du risque de renversement est représenté par l'excentricité la plus importante, cette excentricité est la plus défavorable pour la combinaison 0,8G-E_y.

$$e_{0max}=0,1638 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} Nr = 13259,64 \text{ kN} \\ Mr = 2172,67 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$e_0=0,1638 \text{ m} < 35,39/4=8,84 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

La structure vérifie la condition de stabilité au renversement

VI.6.5. CALCUL DES CONTRAINTES

Les contraintes du sol sont données par: $\sigma_{sol}=2bars$

a. Sollicitation du premier genre:

À l'ELS: $N_{stot}=N_{ser}+N_{rad}+N_{ner}+N_{ter}$

N_{ser} =poids propre de la structure (76842,77KN)

N_{rad} =poids propre de radier ($N_{rad}=Sx\gamma_b xh=3777KN$)

N_{ner} = poids propre du nervure ($N_{ner}= Sx\gamma_b xh=1038,67KN$)

N_{ter} = poids propre de la terre ($N_{ter}= Sx\gamma_h xh=3739,23KN$)

$\Rightarrow N_{sto}=85397,67KN$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{stot}}{S_{rad}} = \frac{85397,67}{437,7} = 195,55kN / m^2$$

$$\sigma_{ser} = 195,55kN / m^2 < \sigma_{sol} = 200kN / m^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

a. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

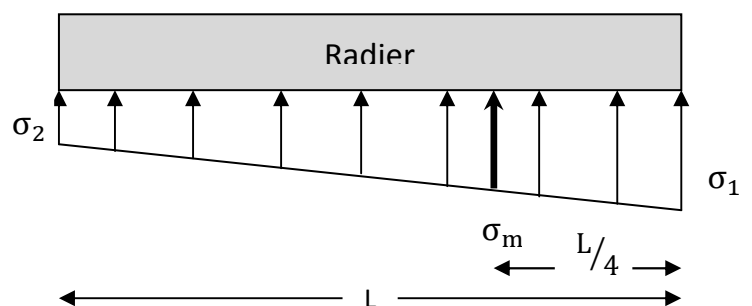


Figure VI.6 : les contraintes sous radier

Avec σ_1 et σ_2 sont les contraintes sous radier. Elles doivent vérifier ce qui suit :

σ_1 : Doit être inférieur à 3/2 la contrainte admissible du sol

$$(\sigma_1 \leq 1,5 \bar{\sigma}_{sol}).$$

σ_2 : Doit toujours être positive afin d'éviter la traction sous radier.

σ_m : Ne doit pas dépasser $1,33\bar{\sigma}_{sol}$.

✎ **ELU:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 76842,77 \text{ kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.6: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	182,088	176,45	180,67
Sens y-y	180,87	176,34	179,73
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

✎ **ELS:**

$$N_{ser} = 85397,67 \text{ kN}$$

Tableau VI.7: 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	201,67	196,03	200,26
Sens y-y	200,46	195,94	199,33
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

✎ Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

b. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

✎ **ELU:** $\sigma_u = 180,67 \text{ kN/m}^2$

✎ **ELS:** $\sigma_{ser} = 200,26 \text{ kN/m}^2$

VI.6.6 Ferrailage du radier :

Le ferrailage du radier est obtenu en chargeant un plancher par la réaction du sol, il se fait comme celui d'une dalle du plancher. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

VI.6.6.1 Ferrailage de la dalle du radier:

- Détermination des efforts : [2]
- Si $0,40 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ → Le panneau subit une double flexion (il travaille dans le sens x et y), les moments au centre de panneau sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x \times q_{u/ser} \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Nous supposons que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis.

- **Panneau de rive**

-Moment en travée :

$$M_x = 0,85 M_x$$

$$M_y = 0,85 M_y$$

-Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \rightarrow \text{appuis de rives}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \rightarrow \text{autres appuis}$$

- **Panneau intermédiaire**

-Moment en travée :

$$M_x = 0,75M_x$$

$$M_y = 0,75M_y$$

-Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,40$ Les panneaux travaillent en flexion simple dans le sens de la petite portée.

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- Valeur de la pression sous radier:

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 180,67 \text{ kN / m}$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 200,26 \text{ kN / m}$$

a) Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 4,5m ; L_y = 5,36m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{5,36} = 0,84 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,5	5,35	0,84	0,0317	0,6678	180,67	115,97	86,97	77,44	86,98	43,85

b) Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.9. Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,5	5,36	0,84	0,0317	0,6678	200,26	128,55	96,41	85,84	64,38	64,27

c) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ;$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 40\text{ cm} ;$$

$$d = 0,9h = 153\text{ cm, fissuration très préjudiciable.}$$

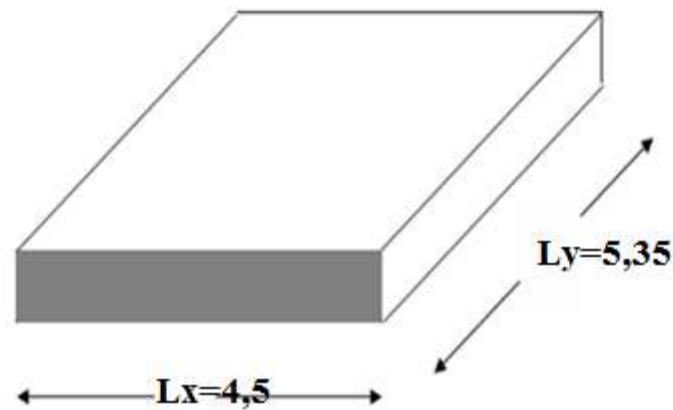


Figure VI.7: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Tableau VI.10. Ferrailage des Panneaux du Radier.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ad} p(cm ²)
Travée	x-x	86,97	0,047	0,060	35,12	7,11	8T12	9,05
	y-y	86,98	0,047	0,060	35,12	7,11	8T12	9,05
Appui	x-x	43,85	0,023	0,030	35,56	3,54	4T12	4,52
	y-y							

d) Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

1. En travée :

☞ Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t=12$ cm.

☞ **Sens y-y :**

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(680\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,50\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend $S_t = 12\text{ cm}$

2. **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 25\text{ cm}$

e) **Vérifications nécessaires :**

1. **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34\text{cm}^2 < 4,52\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifier}$$

2. **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$\text{Béton : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

Tableau VI.11. Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	96,41	9,05	8,62	123117,07	6,75	15	21,44	201,63	OUI
	y-y	64,38	9,05	8,62	123117,07	4,50	15	14,31	201,63	OUI
App	x-x	64,27		6,34	68138,53	5,98	15	27,97	201,63	OUI
	y-y		4,52							

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{180,67 \times 5,36}{2} = 484,19\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{484,19 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 1,34\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VI 6.7. Ferrailage des nervures :a) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\rightarrow \text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\rightarrow \text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

b) Calcul des armatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 60\text{cm} \\ h = 110\text{cm} \end{array} \right.$$

$$d = 99\text{cm}$$

$$A_{s \min} = 0,5\%b.h$$

$$\text{Alors : } A_{s \min} = 33\text{cm}^2$$

✂ Sens (x-x) :

$$L = 4,5\text{m} ; q_u = 180,67\text{kN/ml}$$

Tableau VI.12. Ferrailage des nervures sens (X-X)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	388,72	0,0466	0,059	96,63	11,55	4T12+4T16	12,56
Appuis	228,66	0,0274	0,0347	97,62	6,73	4T16	8,04

✂ Sens (y - y) :

$$L = 5,36\text{m} ; q_u = 180,67\text{kN/ml}$$

Tableau VI.13. Ferrailage des nervures sens (Y-Y)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	539,22	0,0647	0,0836	95,68	16,19	6T20	18,85
Appuis	324,41	0,0389	0,0496	97,03	9,60	6T16	12,06

c) Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,17\text{cm}^2 < 8,04\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Nous avons : $q_{ser}=200,26\text{kN/ml}$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Travée	x - x	430,87	12,56	4,077	15	24,98	201,6	Vérifi
	y - y	611,29	18,85	8,16	15	20,66	201,6	Vérifi
Appuis	x - x	253,45	8,04	5,04	15	22,60	201,6	Vérifi
	y - y	359,58	12,06	6,04	15	21,65	201,6	Vérifi

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad \text{Avec} \quad T_u = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{180,67 \times 5,36}{2} = 484,19 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{484,19 \cdot 10^3}{600 \times 990} = 0,81 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,81 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

d) Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,405\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 55\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 0,81\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 60\text{cm} ; d = 99\text{cm}$$

On trouve :

$$\rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$\rightarrow \text{Zone nodale } A_t \geq 3,6\text{cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Zone courante } A_t \geq 5,4\text{cm}^2$$

On prend : 8T10 ($A_s = 6,28\text{cm}^2$)

e) Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=110\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,10 = 3,3\text{cm}^2$$

On opte 3T14 = $4,62\text{cm}^2$

VI.6.8. Ferrailage Du Débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

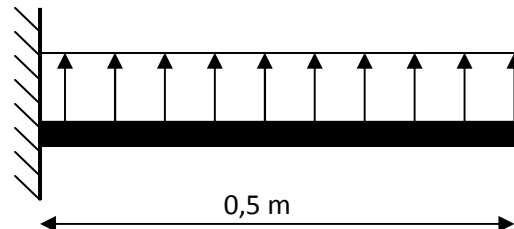


Figure VI.8: Schéma statique du débord

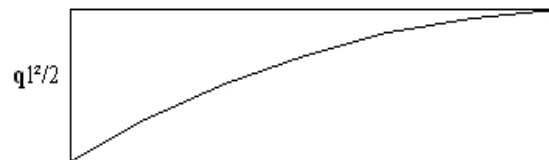


Figure VI.9: Diagramme des Moments

a) Evaluation des charges et surcharges:

E.L.U : $q_u = 180,67 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 0,5m.

E.L.S : $q_{ser} = 200,26 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 0,5m.

b) Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

E.L.U : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 22,58 \text{ Kn.m}$

$T_u = -q_u \cdot L = -90,33 \text{ kN}$

E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 25,03 \text{ kN.m}$

$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -100,13 \text{ Kn}$

c) Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 110\text{cm}$, $d = 99\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$.

Tableau VI.15. Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
22,58	0,0016	0,0020	98,91	0,65

d) Condition de non fragilité:

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 b.d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,95 \text{ cm}^2 .$$

Alors : $A_s = A_s^{\text{min}} = 11,95\text{cm}^2$

Le choix : 6T16, avec $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$, $\text{esp} = 16\text{cm}$

e) Armature de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3,01\text{cm}^2 \leq A_r \leq 6,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T12 = $5,65 \text{ cm}^2$, $S_T = 15\text{cm}$

f) Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 90,33\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{90,33 \cdot 10^3}{1000 \times 990} = 0,091\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

g) Vérification des contraintes à l'ELS:

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau VI.16. Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
25,03	12,06	0,31	15	1,84	201,6	vérifie

☒ Note : On opte le même ferrailage du radier

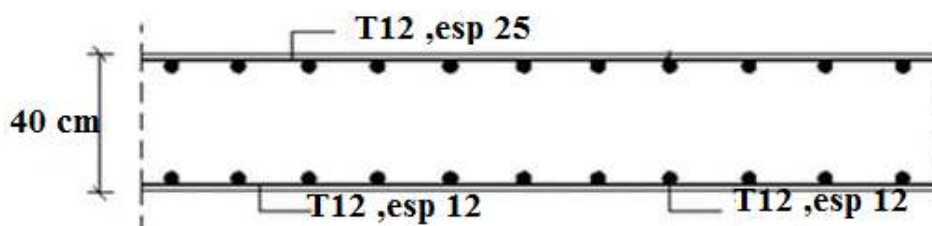


Figure VI.10.ferrailage du radier

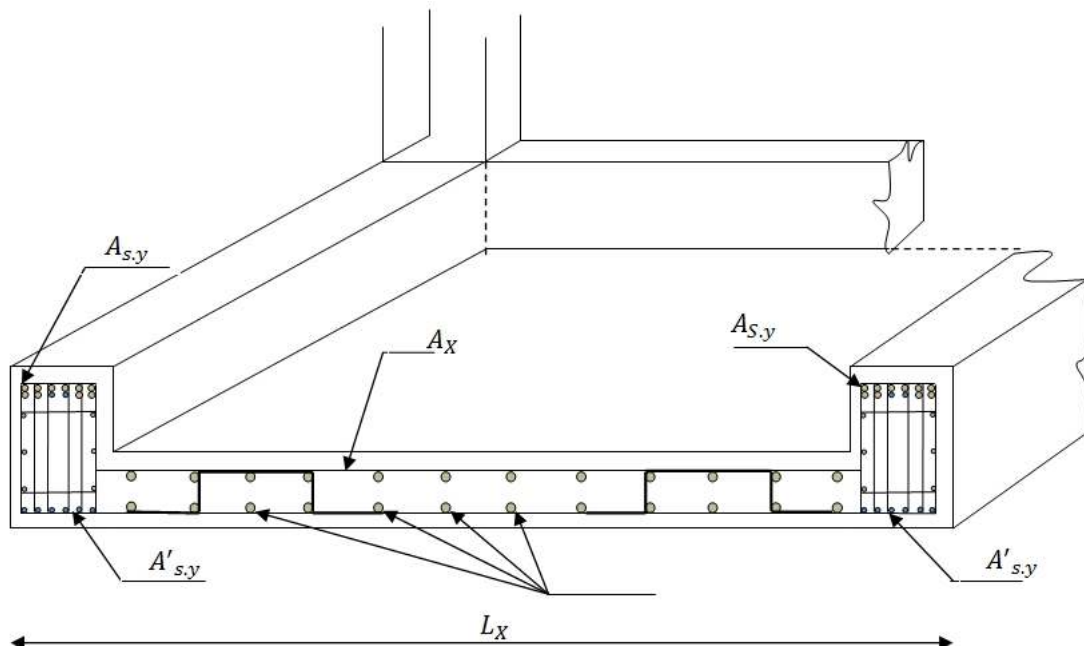


Figure VI.11. : Schéma descriptif de disposition de ferrailage d'un radier nervuré

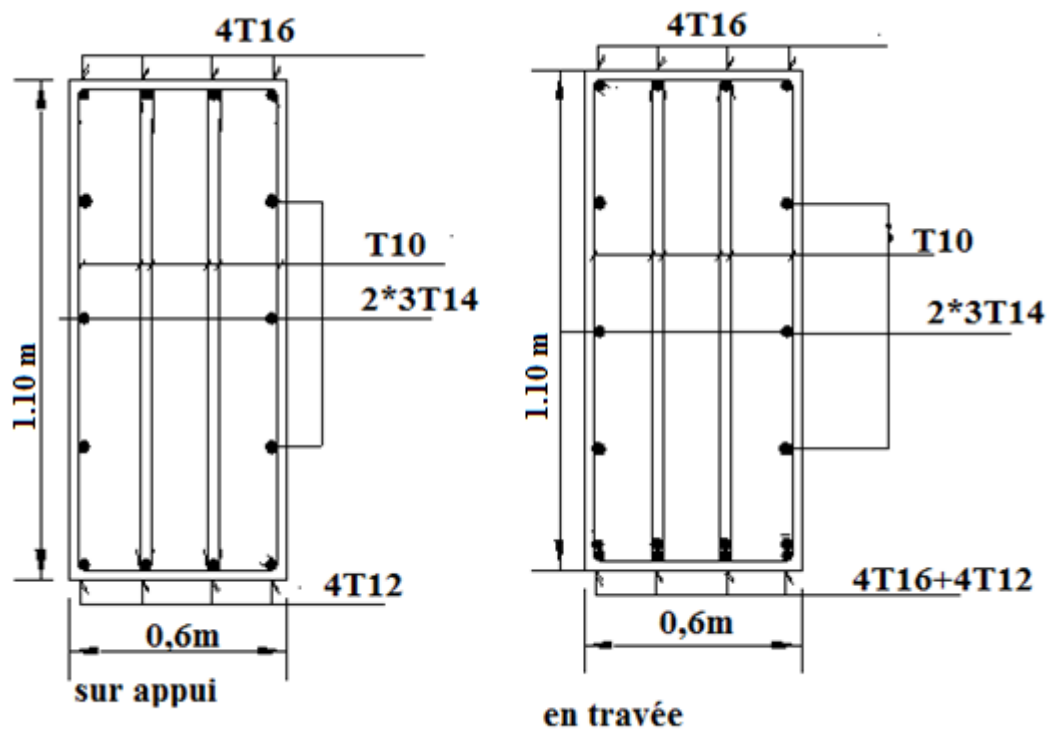


Figure VI.12 ferraillage de nervure sens XX

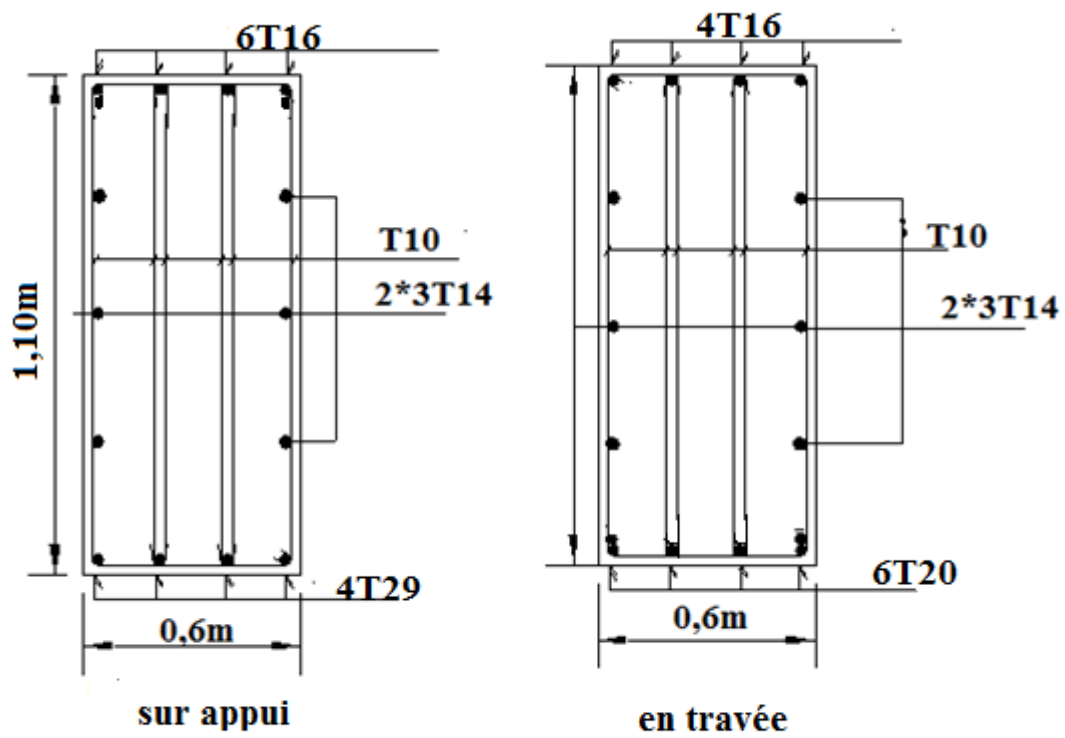


Figure VI.13 ferrailage de nervure sens YY

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant d'utiliser ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années d'étude.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et le fonctionnement des logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Il a ainsi été l'occasion pour nous d'approfondir nos connaissances. Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et la conception de l'ouvrage. Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation+ commerce ((R+12 et R+7 + S/SOL), avec une terrasse inaccessible, contreventée par un système mixte (voiles- portique).

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel SAP 2000 on a constaté que :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique. Pour avoir plus de sécurité et minimiser l'effet de la torsion, nous avons disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes sont de translation et le troisième est de torsion. Pour satisfaire la rigidité latérale imposée par RPA, nous vérifions les déplacements inter étages. L'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme est pris en considération en vérifiant l'effort normal réduit.

A chaque fois que l'un des critères précités ou conditions ne sont pas satisfaites nous avons changé la disposition des voiles pour les satisfaire.

Nous avons trouvé une grande difficulté pour stabiliser la structure avec des voiles probablement à cause du décrochement en élévation (les calculs auraient été plus facile en proposant un joint sismique).

Nous avons dû aussi changer la section des poteaux pour justifier l'effort normal réduit. Cette condition a débouché sur des sections des poteaux importantes. D'après les vérifications, les voiles reprennent les 20% de la charge verticale ce qui justifie le choix de R=5. La structure est donc contreventée avec un système mixte.

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par RPA99 et BAEL99, et le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du SAP2000) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Et enfin le choix du radier général nervuré était la solution adéquate pour répondre aux critères de résistance et de rigidité imposés par les règlements en vigueur.

**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

Cas générale

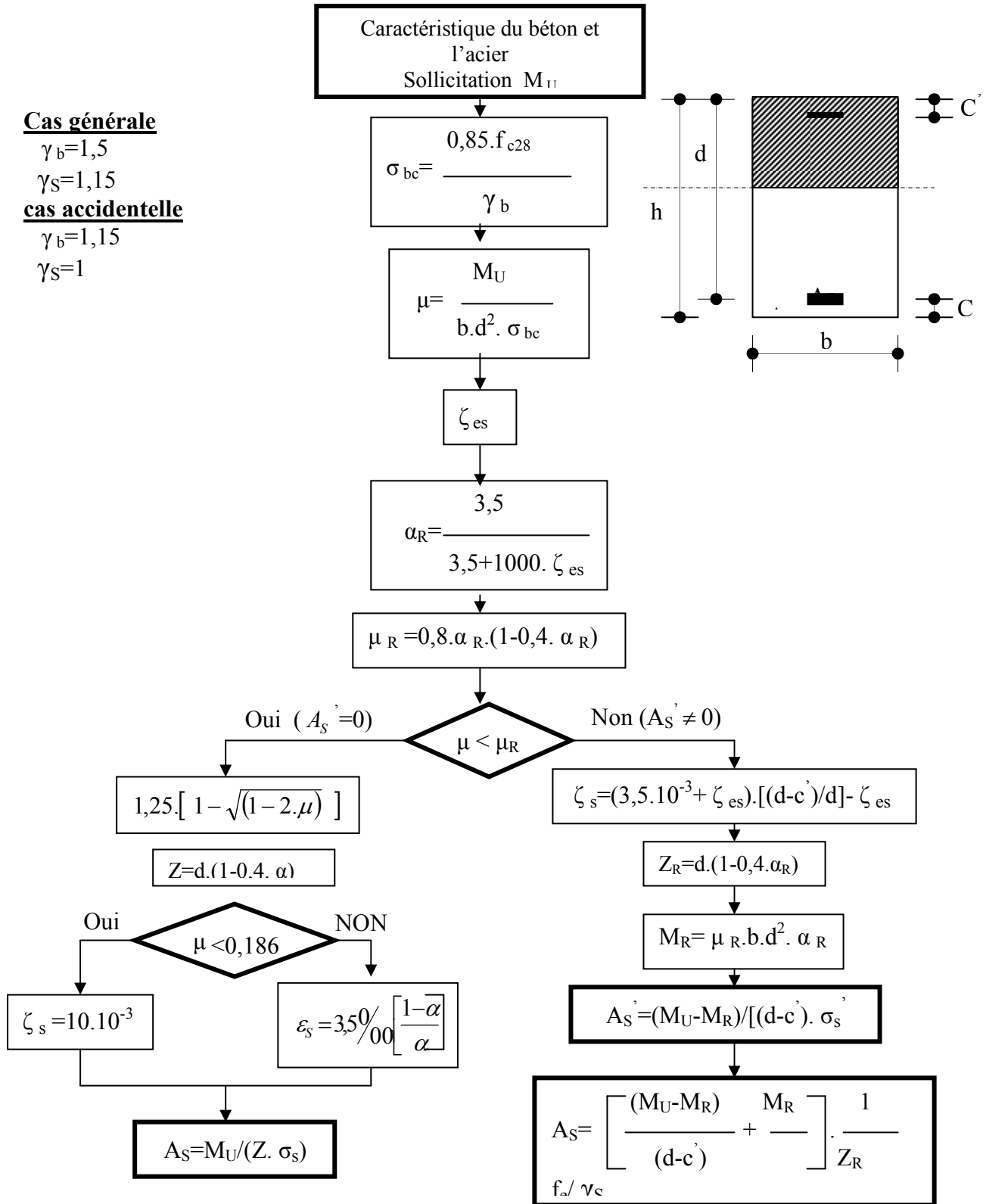
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

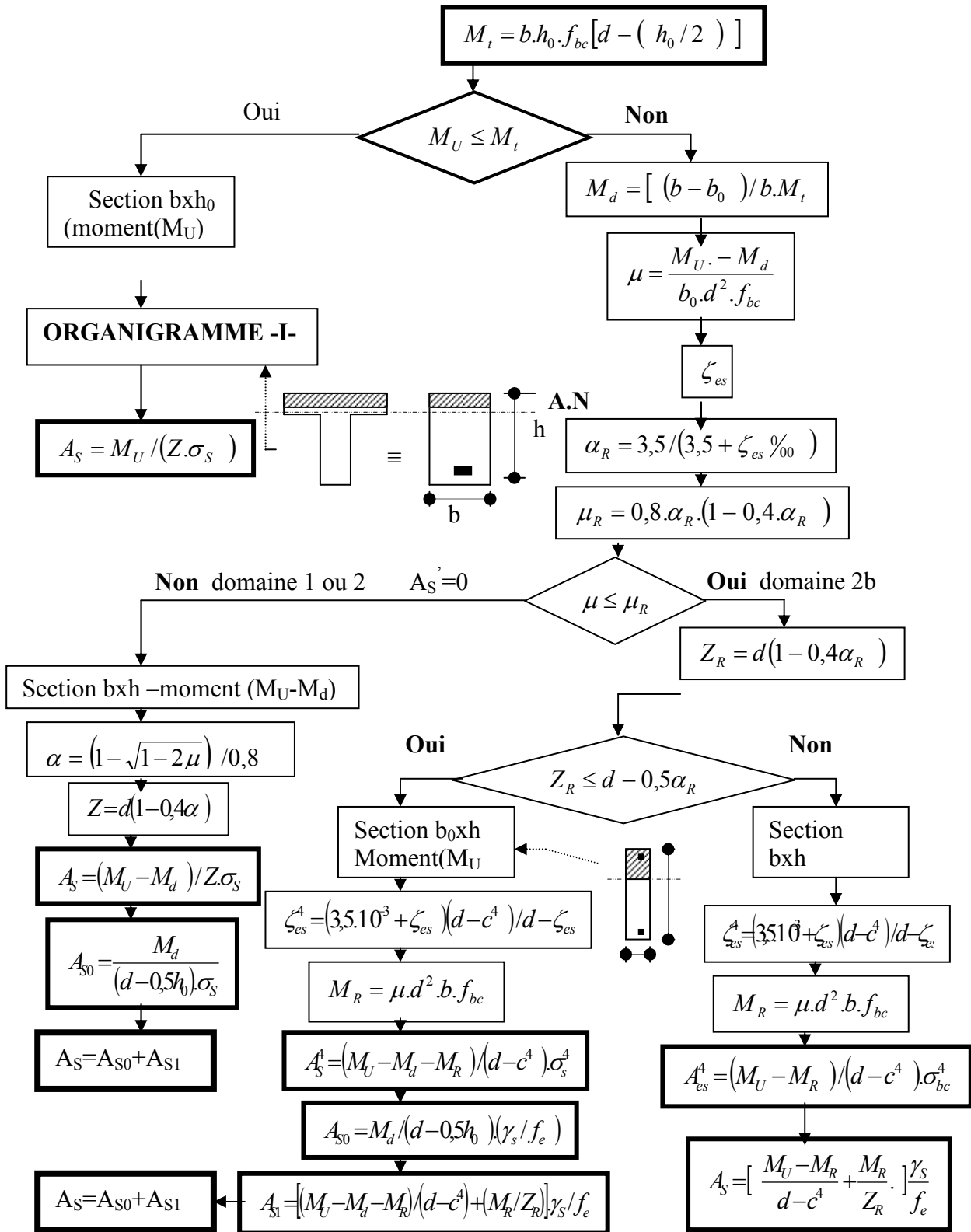
cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

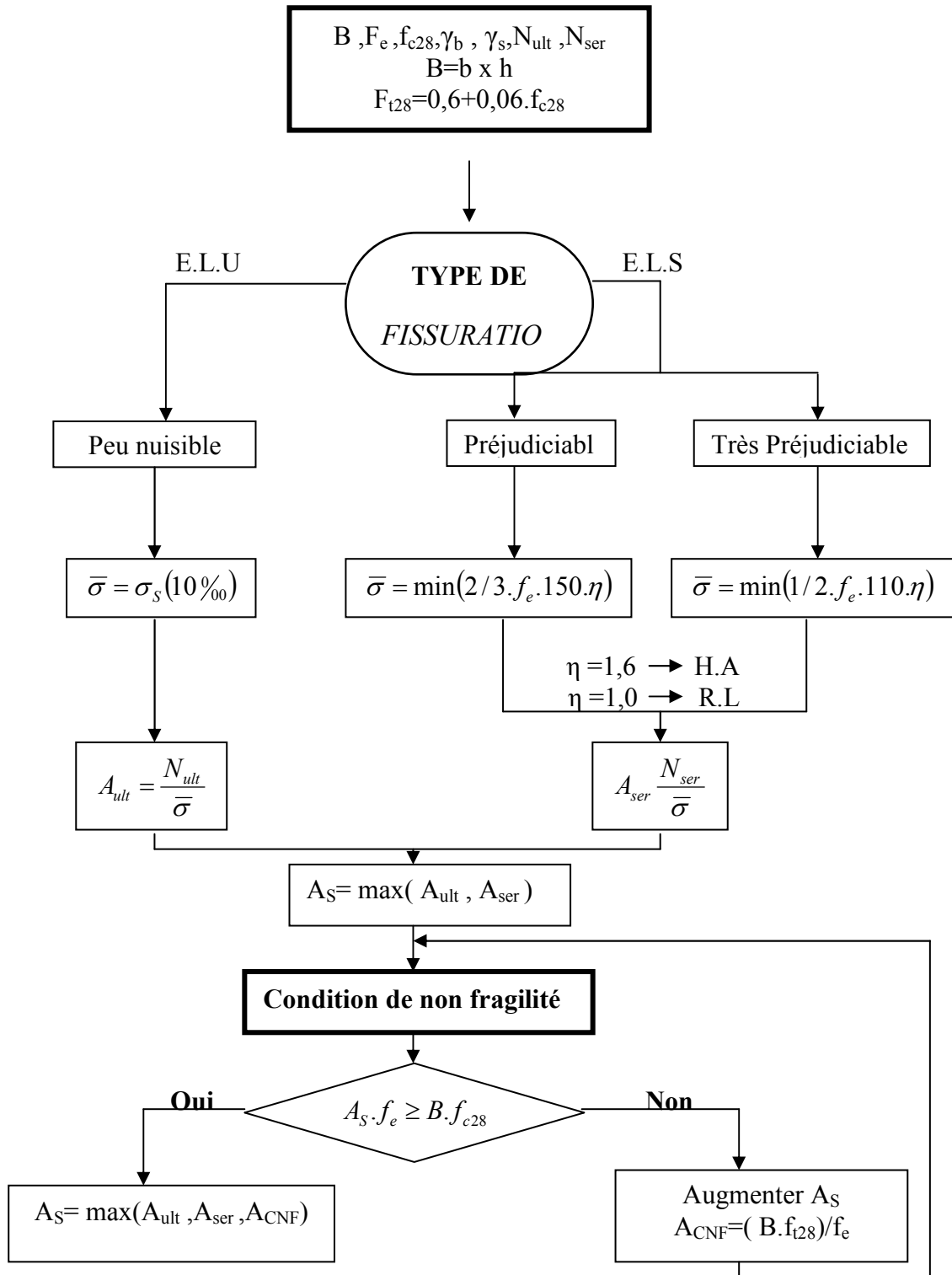
$$\gamma_s = 1$$



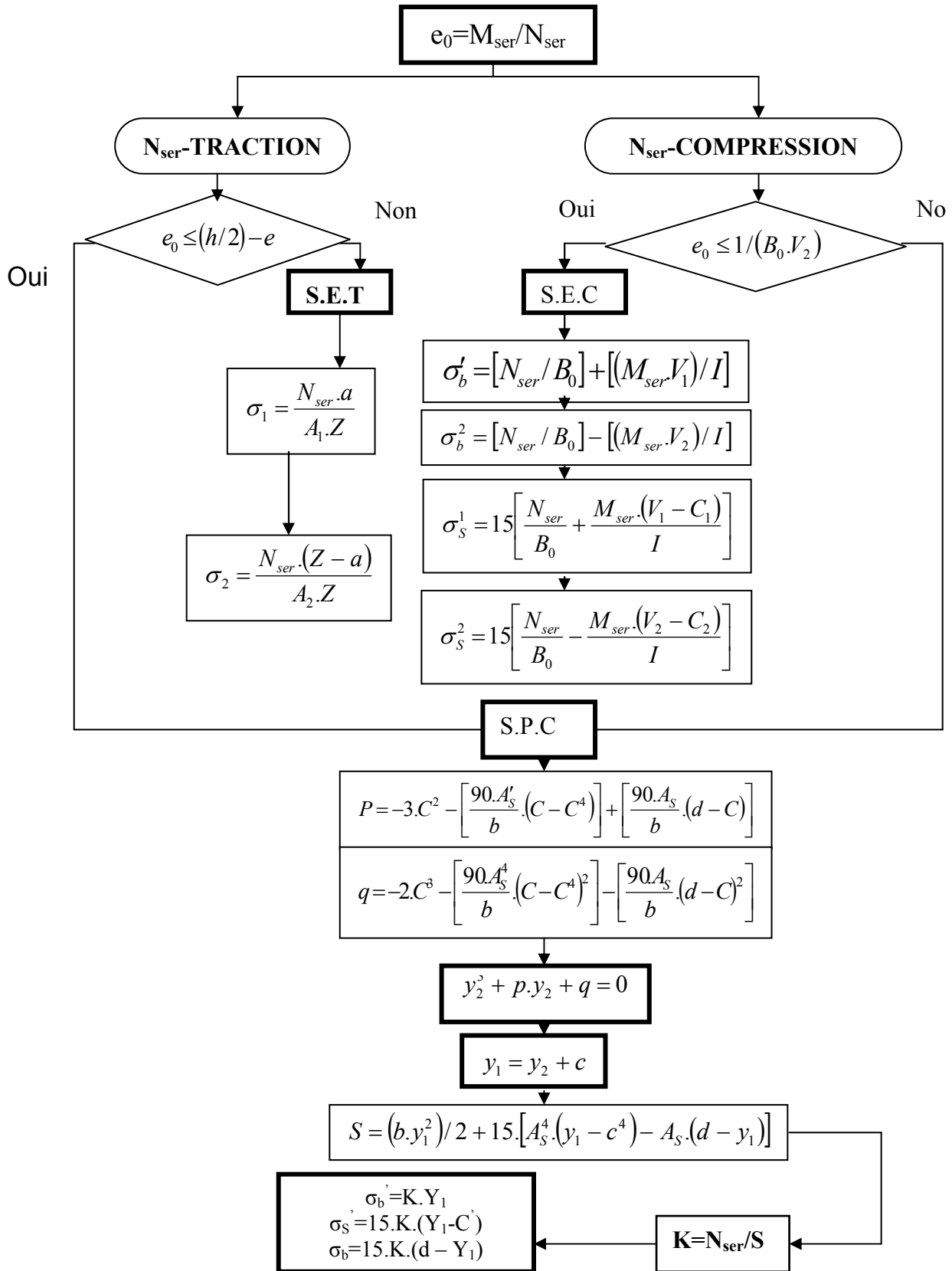
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



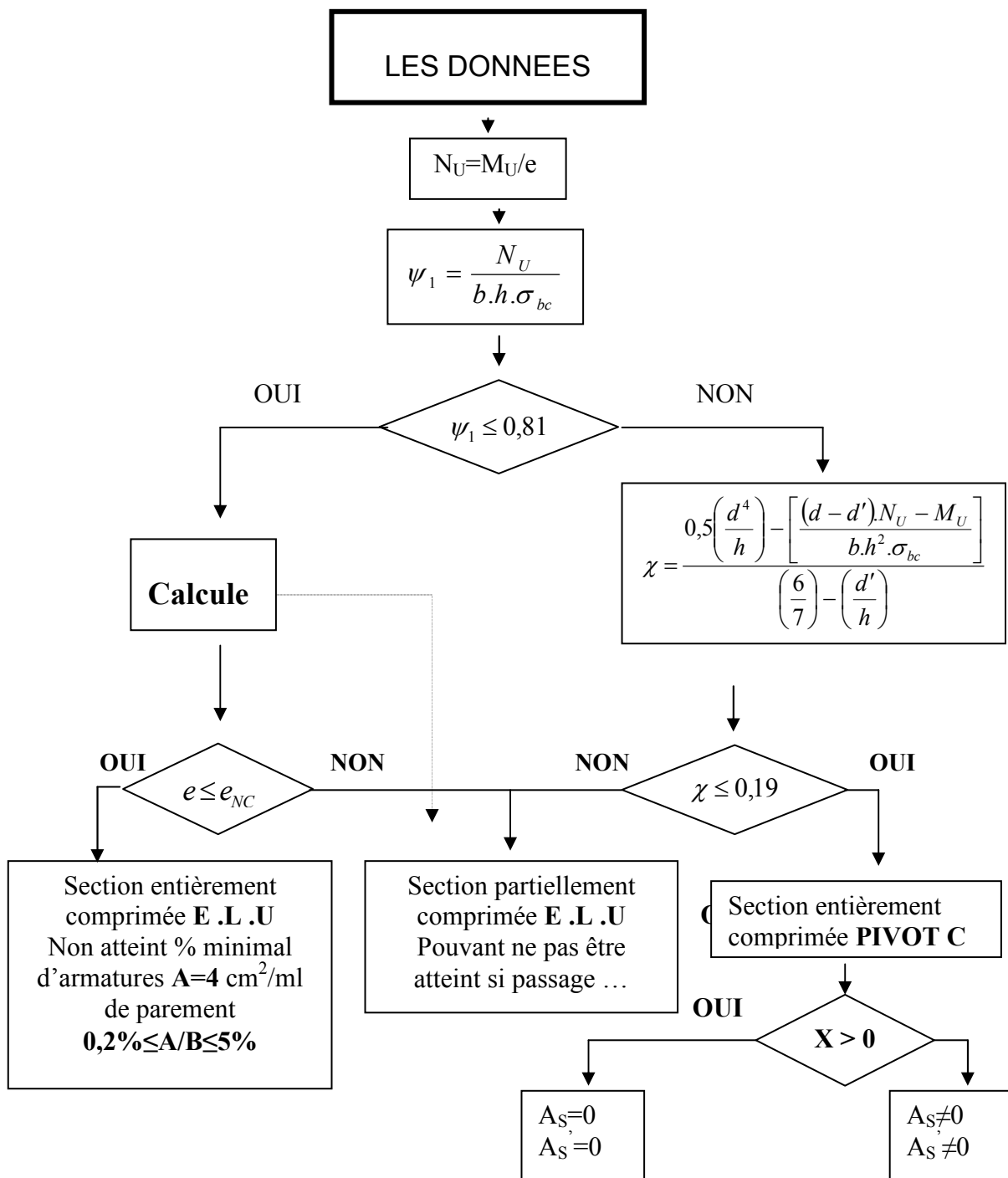
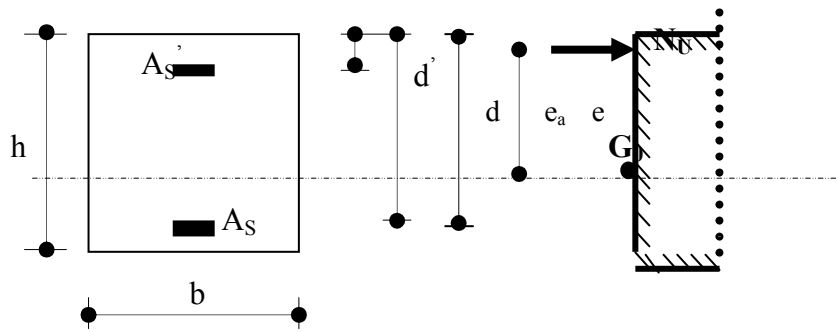
**ORGANIGRAMME -III-
TRACTION SIMPLE**



ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-

