



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب -البليدة-1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

D'ETUDES MEMOIRE DE PROJET DE FIN

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

De Master en Génie Civil

Option : Charpente métallique et mixte

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN BÂTIMENT EN REZ DE CHAUSSE +
09 ETAGES CONTREVENTÉ PAR DES VOILES ET DES
PORTIQUES EN BETON ARME**

Réalisé par :

BOUZIANE Aicha

Encadré par :

Promotrice : M^{me} Nassima. KERBOUA

PROMOTION : 2022 - 2023

Remerciements.

D'abord je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donné la volonté le courage et la patience pour réaliser cet œuvre.

*J'exprime ma gratitude à mes chers parents qui ont été toujours là pour moi, ma source de force,
Quoique je dise ou que je fasse, je n'arrivai jamais à vous remercier comme il se doit. C'est grâce à vos encouragements, vos bienveillances et vos sacrifices, que j'ai réussi ce respectueux parcours.*

Mes vifs remerciements à Mme Karbouaa. N d'avoir accepté de m'encadrer dans la conception et l'élaboration de ce travail, et aussi pour le dévouement manifesté malgré toutes ses nombreuses occupations.

Je remercie aussi Mme. Bouziane F ingénieur contrôle technique de construction -CTC- Blida pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivation qui m'ont gardé sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches et études.

Dédicace

A mon très cher père : Pour m 'avoir encouragé à poursuivre mes rêves et m 'avoir soutenu moralement et matériellement jusqu 'à ce jour, pour son amour. Pour ses mots qui ont restés gravé à jamais. Que se travail soit pour vous, un faible témoignage de ma profonde affection et tendresse.

A ma très chère mère

La personne la plus chère au monde à mes yeux, une amie, une sœur, un frère, un père, une confidente, une conseillère. Tu m 'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n 'as cessé de me soutenir et de m 'encourager durant toutes les années de mes études.

Qu 'ALLAH te protégé et te donne la santé, le bonheur et longue vie.

A mes chères amies que j 'aime tant, mes piliers, la source de ma force pour leur soutien tout le long du mon parcours.

A mes très chères : Hayet, Timo, Hanine, Farah et Wafa je vous remercie pour leur soutien émotionnel constant et leur encouragement à persévérer, malgré l 'éloignement géographique, vous êtes des vraies sœurs pour moi.

Ficha...

المخلص

الهدف من هذا العمل هو التصميم الزلزالي لمبنى ذو طابع متعدد الاستخدامات (سكني، خدماتي و تجاري) الذي يتكون من طابق أرضي و تسع طوابق (R+9) الواقع في ولاية البلدية التي هي جزء من منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الروافد والأعمدة والجدران. تم إنشاء الدراسة والتحليل الزلزالي لهذا المشروع بواسطة البرنامج (ETABS 20v2.0).

تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء المطبقة في الجزائر (RPA99 v2003، BAEL99).

تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة، الروافد) بواسطة برامج التعزيز SOCOTE، بينما تم عمل الأشرعة باستخدام برنامج Excel.

الكلمات المفتاحية: الهيكل الخرساني المسلح، أنظمة البناء، الهياكل ETABS 2020.

ABSTRACT

The goal of this work is the seismic design of a building which consists of Ground floor + 7 floors located in the wilaya of Blida which is part of a zone of high seismicity (Zone III) according to the Algerian earthquake regulation.

The stability of the structure is ensured by beams, posts and walls. The study and the seismic analysis of this project were established by the software (ETABS 2020v2.0).

The design was made in accordance with the construction regulations applied in Algeria (RPA99 v2003, BAEL99).

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the reinforcement software

SOCOTEC, while that of the sails was done using the Excel program.

Keywords: Reinforced concrete structure, building regulations, ETABS 2020.

RESUME

Le but de ce travail est la Conception parasismique d'un bâtiment qui se compose en R+9 à usage multiple (habitation, service, commerce) implanté à la wilaya de Blida qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique Algérien.

La stabilité de la structure est assurée par des poutres, poteaux et voiles. L'étude et l'analyse sismique de ce projet ont été établies par le logiciel **(ETABS 2020v2.0)**.

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie **(RPA99 v2003, BAEL99)**.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par les logiciels de ferrailage

SOCOTEC, alors que celui des voiles a été fait à l'aide du programme Excel.

Mots-clés : Structure en béton armé, règlements de construction, ETABS 2020.

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$: Axe neutre
- A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A'_s : Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- 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.
- 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.

LISTE DES SYMBOLES

- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- h : Hauteur totale d'une section
- h_0 : Hauteur d'une table de compression
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- 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.
- 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_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- 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.

LISTE DES SYMBOLES

- M : Moment, Masse.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- 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.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ε_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ε_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1 : Charges et surcharges de plancher courant	15
Tableau II. 2 : Charges et surcharges de plancher terrasse	16
Tableau II. 3 : Charges et surcharge de dalle en console	16
Tableau II. 4 : Charges et surcharges de balcon	17
Tableau II. 5 : Charges et surcharges de paillasse	18
Tableau II. 6 : Charges et surcharges de palier	18
Tableau II. 7 : Charges et surcharges de murs extérieure	19
Tableau II. 8 : Récapitulatif de vérification des Conditions du R.P.A.99 version 2003	19
Tableau II. 9 : Évaluation des charges d'exploitations par la règle de dégression.....	20
Tableau II. 10 : Calcul de charge du poteau central B4	22
Tableau II. 11 : Calcul de surcharges du poteau central B4.....	23
Tableau II. 12 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau central B4.....	23
Tableau II. 13 : Calcul de charge du poteau d'angle A6.....	25
Tableau II. 14 : Calcul de surcharge du poteau d'angle A6.....	25
Tableau II. 15 : Suite calcul de surcharge du poteau d'angle A6.....	26
Tableau II. 16 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau d'angle A6	26
Tableau II. 17 : Calcul de charge du poteau de rive A4.....	28
Tableau II. 18 : Calcul de surcharge du poteau de rive A4.....	28
Tableau II. 19 : Suite calcul de surcharge du poteau de rive A4.....	29
Tableau II. 20 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau de rive A4.....	29
Tableau II. 21 : Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux.....	30
Tableau II. 22 : Vérification des sections adoptées pour le poteau central B4	31
Tableau II. 23 : Vérification de critère $Nu/b < f_{bu}$ pour le poteau central B4	32
Tableau II. 24 : Tableau récapitulatif des dimensions des éléments.....	33
Tableau III. 1 : Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.....	35
Tableau III. 2 : Donnés de vérification a l'ELS.....	36
Tableau III. 3 : Vérification de l'état limite de compression de béton.	37
Tableau III. 4 : Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.	37
Tableau III. 5 : Donnés de vérification a l'ELS.....	42
Tableau III. 6 : Vérification de l'état limite de compression de béton.	42
Tableau III. 7 : Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.	43
Tableau III. 8 : Évaluation des charges du Paillasse.....	51

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 9 : Évaluation des charges du palier de repos.	51
Tableau III. 10 : Données d'évaluation des charges.	51
Tableau III. 11 : Combinaison de charges.	52
Tableau III. 12 : Les valeurs des moments.	52
Tableau III. 13 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.	53
Tableau III. 14 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.	53
Tableau III. 15 : Donnés de vérification a l'ELS.....	54
Tableau III. 16 : Vérification d'état limite de compression de béton.	55
Tableau III. 17 : Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.	55
Tableau III. 18 : Charges supportées par les poutrelles.....	59
Tableau III. 19 : Valeurs des coefficients plancher terrasse et étage courant.....	59
Tableau III. 20 : Les moments statiques en appuis des poutrelles à l'ELU.....	60
Tableau III. 21 : Les moments statiques en appuis des poutrelles à l'ELS.	61
Tableau III. 22 : Suite de calcul les moments statiques en appuis des poutrelles à ELS	61
Tableau III. 23 : Les moments statiques en travée des poutrelles à ELU plancher terrasse.	61
Tableau III. 24 : Les moments statiques en travée des poutrelles à ELU plancher terrasse.	62
Tableau III. 25 : Les moments statiques en travée des poutrelles à ELU plancher étage courant.	62
Tableau III. 26 : Les moments statiques en travée des poutrelles a elu plancher étage courant.	63
Tableau III. 27 : Les moments statiques en travée des poutrelles à ELS plancher terrasse.	63
Tableau III. 28 : Les moments statiques en travée des poutrelles à ELS plancher terrasse.	64
Tableau III. 29 : Les moments statiques en travée des poutrelles à ELS plancher étage courant.	64
Tableau III. 30 : Les moments statiques en travée des poutrelles à ELS plancher étage courant.	65
Tableau III. 31 : Les efforts tranchant des poutrelles à ELU plancher terrasse.....	65
Tableau III. 32 : Les efforts tranchant des poutrelles à ELU plancher étage courant. .	66

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 33 : Calcul de ferrailage des poutrelles.....	68
Tableau III. 34 : Donnés de vérification a l'ELS.....	68
Tableau IV. 1 : Facteur de qualité « Q ».	77
Tableau IV. 2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	78
Tableau IV. 3 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.....	79
Tableau IV. 4 : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	80
Tableau IV. 5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	81
Tableau IV. 6 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.....	82
Tableau IV. 7 : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	83
Tableau IV. 8 : Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.....	84
Tableau IV. 9 : Le pourcentage des charges reprise sur les voiles et les portiques	85
Tableau V. 1 : Contraintes du béton et de l'acier.	86
Tableau V. 2 : Calcul du ferrailage des poteaux.	89
Tableau V. 3 : Suite de calcul du ferrailage des poteaux.	90
Tableau V. 4 : Pourcentage d'armatures minimal.	90
Tableau V. 5 : Choix d'armatures verticales des poteaux.	91
Tableau V. 6 : Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).....	92
Tableau V. 7 : Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).....	92
Tableau V. 8 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.	93
Tableau V. 9 : Espacement des cadres des poteaux.	95
Tableau V. 10 : Choix d'armatures transversales des poteaux.....	95
Tableau V. 11 : Schémas de ferrailage de poteaux.	96
Tableau V. 12 : Ferrailage des poutres principales et secondair.	98
Tableau V. 13 : Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires.....	98
Tableau V. 14 : Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.....	100
Tableau V. 15 : Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.	100
Tableau V. 16 : Re vérification de poutre secondaire à l'ELS.....	101
Tableau V. 17 : Résultats détaillés du ferrailage vertical.....	111
Tableau V. 18 : Choix du ferrailage vertical des voiles	111
Tableau V. 19 : Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles.....	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 20: Résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	112
Tableau V. 21: Choix du ferrailage vertical des voiles	113
Tableau V. 22: Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.....	113
Tableau V. 23: Résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	113
Tableau V. 24 : Suite de résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	114
Tableau V. 25: choix du ferrailage vertical des voiles.....	114
Tableau V. 26: Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.....	114
Tableau V. 27: Résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	115
Tableau V. 28: Choix du ferrailage vertical des voiles	115
Tableau V. 29: Vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles.....	116
Tableau V. 30: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	118
Tableau VI. 1 : Section des semelles filantes continue	121
Tableau VI. 2: Verification a l'état limite	127
Tableau VI. 3 : Calcul des moments	128
Tableau VI. 4: Choix des armatures.....	129
Tableau VI. 5: Verification des contraintes	129
Tableau VI. 6 : Redimensionnement de section d'armatures	130
Tableau VI. 7 : Verification des contraintes	130
Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures	131
Tableau VI. 9: Verification des contraintes	131

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Plancher à corps creux	4
Figure I. 2 : Brique creuse	5
Figure I. 3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L’ELU	8
Figure I. 4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L’ELS	8
Figure I. 5 : Diagramme contrainte – déformation	10
Figure II. 1 : Schéma de poutre principale	13
Figure II. 1 : Schéma de poutre principale	13
Figure II. 2 : Schéma de poutre secondaire	14
Figure II. 2 : Schéma de poutre secondaire	14
Figure II. 3 : Plancher courant	14
Figure II. 4 : plancher terrasse	15
figure II. 5 : Schéma de l’acrotère	17
Figure II. 6 : Vu en plan d’étage	21
Figure II. 7 : Poteau central B4	21
Figure II. 8 : Poteau d’angle A6	24
Figure II. 9 : Poteau de rive A4	27
Figure II. 10 : Schéma de voile	32
Figure III. 1 : Schéma statique de l’acrotère.	34
Figure III. 2 : Schéma de ferrailage de l’acrotère.	38
Figure III. 3 : Schéma de balcon.	39
Figure III. 4 : Schéma statique de balcon.....	40
Figure III. 5 : Schéma de ferrailage de balcon.....	44
Figure III. 6 : Schéma d’un escalier.....	44
Figure III. 7 : Escalier à deux volées droites.....	45
Figure III. 8 : Schémas statiques d’escalier RDC, volée n°01	48
Figure III. 9 : Schémas statiques d’escalier RDC, volée n°02	48
Figure III. 10 : Schémas statiques d’escalier RDC, volée n°03	49
Figure III. 11 : Schémas statiques d’escalier étage bureaux et logement, volée n°01 ..	49
Figure III. 12 : Schémas statiques d’escalier étage bureaux et logement, volée n°02 ..	50
Figure III. 13 : Schémas statiques d’escalier étage bureaux et logement, volée n°03 ..	50
Figure III. 14 : Schéma de la section.	52

LISTE DES FIGURES

Figure III. 15 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	56
Figure III. 16 : Le moment maximal dans la travée considérée.....	58
Figure III. 17 : Schéma statique des poutrelles	60
Figure III. 18 : Les moments statiques des poutrelles à ELU plancher terrasse.	62
Figure III. 19 : Les moments statiques des poutrelles à ELU plancher étage courant. .	63
Figure III. 20 : Les moments statiques des poutrelles à ELS plancher terrasse.....	64
Figure III. 21 : Les moments statiques des poutrelles à ELS plancher étage courant. .	65
Figure III. 22 : Les efforts tranchant des poutrelles à ELU plancher terrasse.	66
Figure III. 23 : Les efforts tranchant des poutrelles à ELU plancher étage courant.	66
Figure III. 24 : Schéma de la section.	67
Figure III. 25 : Schéma de la section en travée.....	67
Figure III. 26 : Schéma de la section sur appuis.	67
Figure III. 27 : Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.	69
Figure III. 28 : Ferrailage de la dalle de compression.	70
Figure IV. 1 : Spectre de réponse.....	74
Figure IV. 2 : modèle initial.....	78
Figure IV. 3 : Modèle final.....	81
Figure V. 1 : Schéma de ferrailage des poutres principales	104
Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	104
Figure V. 3 : Disposition des voiles avec numérotation.....	107
Figure V. 4 : Schéma de ferrailage du bout voile RDC (L = 1,20 m)	118
Figure V. 5 : Schéma de ferrailage du bout voile RDC (L = 1,10 m)	118
Figure V. 6 : Schéma de ferrailage du bout voile RDC (L = 1,50 m)	119
Figure V. 7 : Schéma de ferrailage du bout voile RDC (L = 1,70 m)	119
Figures VI. 1 : Disposition des nervures par rapport au radier et poteau	123
Figures VI. 2 : Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.....	128
Figures VI. 3 : Ferrailage de la dalle du radier	130
Figures VI. 4 : Ferrailage des nervures sens x-x	133
Figures VI. 5 : Ferrailage des nervures sens y-y	134

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

ملخص

Abstract

Liste des symboles

List des tableaux

List des figures

Sommaire

Plans

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction 2

I.2 Présentation de l'ouvrage 2

I.2.1 Introduction 2

I.2.2 Caractéristiques géométriques 2

I.2.3 Données du site 3

I.2.4 Conception de la structure..... 3

I.3 Eléments constituant l'ouvrage 3

I.3.1 Ossature de l'ouvrage 3

I.3.2 Plancher 3

I.3.3 Les balcons 4

I.3.4 Escaliers..... 4

I.3.5 Maçonnerie 4

I.3.6 Revêtement 5

I.3.7 Acrotère 5

I.3.8 Fondations 5

I.4 Règles de calcul..... 5

I.5 Caractéristique des matériaux 6

I.6 Conclusion 10

SOMMAIRE

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction	11
II.2	Les Planchers	11
II.2.1	Corps Creux.....	11
II.2.2	Dalle Pleine En Console.....	12
II.3	Les Poutres	12
II.3.1	Les poutres principales	13
II.3.2	Les poutres secondaires :	13
II.4	Calcul descente de charges	14
II.5	Les Poteaux	19
II.6	Vérification des sections adoptées pour les poteaux :	30
II.7	Les Voiles.....	32
II.8	Tableau récapitulative	33

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Introduction.....	34
III.2	Etude De L'acrotère.....	34
III.2.1	Ferraillage	36
III.3	Calcul De La Dalle Pleine En Console	38
III.4	Etude Des Escaliers.....	44
III.4.2	Le Palier De Repos.....	51
III.5	Plancher A Corps Creux	57

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1	Introduction	71
IV.2	Caractéristique dynamiques propres	71

SOMMAIRE

IV.3	Modélisation de la structure	71
IV.3.1	Introduction	71
IV.3.2	Modélisation de la rigidité	71
IV.3.2.1	Les éléments de portique	71
IV.3.2.2	Les voiles	71
IV.3.2.3	Le Diaphragme	72
IV.3.3	Conception du contreventement vertical	72
IV.3.4	Modélisation de la masse	72
IV.4	Etude sismique	72
IV.4.1	Introduction	72
IV.4.2	Choix de la méthode de calcul	72
IV.4.2.1	La méthode statique équivalente	73
IV.4.2.2	La méthode modale spectrale	73
IV.4.3	Effort tranchant à la base	75
IV.4.3.1	Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente	75
IV.4.4	Estimation de la période fondamentale de la structure « T »	76
IV.4.5	Vérification des déplacements inter étage	77
IV.5	Résultats de l'analyse dynamique du modèle	78
IV.5.1	Modèle initial	78
IV.5.1.1	Caractéristiques dynamique propres du modèle	78
IV.5.1.2	Constatations	79
IV.5.1.3	Résultantes des forces sismiques	79
IV.5.1.4	Vérification des déplacement inter étage	79
IV.5.1.5	Vérification spécifique aux sollicitation normales	80
IV.5.2	Modèle final	81
IV.5.2.1	Caractéristiques dynamique propres du modèle final	81
IV.5.2.2	Constatations	82
IV.5.2.3	Résultantes des forces sismiques	82
IV.5.2.4	Vérification des déplacement inter étage	82

SOMMAIRE

IV.5.2.5	Vérification spécifique aux sollicitation normales	83
IV.5.2.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	83
IV.5.2.7	Justification du choix du coefficient de comportement	84
IV.6	Conclusion	85

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1	Introduction	86
V.2	Ferraillage des poteaux	86
V.2.1	Introduction	86
V.2.2	Combinaisons d'actions.....	87
V.2.3	Recommandations du « BAEL91 modif 99 »	87
V.2.4	Recommandations des « RPA 99 modif 2003 ».....	87
V.2.5	Méthode de calcul.....	88
V.2.5.1	Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC.....	88
V.2.6	Calcul du ferraillage	89
V.2.7	Choix des armatures	91
V.2.8	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	91
V.2.9	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	92
V.2.10	Ferraillage transversal des poteaux	94
V.2.11	Longueur de recouvrement.....	95
V.3	Ferraillage des poutres.....	97
V.4	Ferraillage Des Voiles	105

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1	Introduction	120
VI.2	Caractéristiques du sol.....	120
VI.3	Choix du type des fondation	120
VI.3.1	Semelles isolées	120

SOMMAIRE

VI.3.2	Semelles filantes	121
VI.3.3	Radier général	122
VI.3.3.1	Introduction.....	122
VI.3.3.2	Surface nécessaire	122
VI.3.3.3	Pré dimensionnement de radier.....	122
VI.3.3.1	Pré dimensionnement des nervures.....	123
VI.3.3.2	Caractéristiques géométriques du radier.....	125
VI.3.3.3	Vérification de la stabilité du radier	125
VI.3.3.4	Vérification des contraintes dans le sol	126
VI.3.3.5	Ferraillage du radier.....	128
VI.3.3.5.1	Ferraillage de la dalle du radier	128
VI.3.3.5.2	Ferraillage des nervures	131
	CONCLUSION GENERALE.....	135
	ANNEXES	
	LISTE DES REFERENCES	

**INTRODUCTION
GÉNÉRALE**

Introduction générale

L'Algérie est classée comme étant une région à forte sismicité. Elle privilège la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Afin de mieux concevoir et réaliser les constructions, il a été créé et imposé des règlements, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple commerce, bureaux et logements, implantée dans une zone de sismicité fort (zone III), comportant un RDC et 09 étages.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- ❖ Le premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser,
- ❖ Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles),
- ❖ Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaire.
- ❖ Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul CSI « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems » ETABS v20.0.
- ❖ Le cinquième chapitre portera sur le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul ETABS v20.0.
- ❖ Pour le dernier chapitre, on présente une étude des fondations avec le choix de type de fondation suivie par une conclusion générale.

**PRESENTATION DE
L'OUVRAGE**

I.1 Introduction

L'étude des structures est une étape clé, et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation de master.

La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs couts.

Notre structure doit être calculée et conçue de manière qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autres phénomènes.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable.

I.2 Présentation de l'ouvrage

I.2.1 Introduction

L'ouvrage qui est étudié est un bâtiment composé d'un rez-de chaussée et de neuf étages à usage multiple commerce, bureaux et logements. Le bâtiment est situé dans la ville de Blida.

I.2.2 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

TABLEAU I. 1 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

Longueur en plan (m)	24,05
Largeur en plan (m)	15,48
Hauteur totale (m)	31,77
Hauteur d'étage courant (m)	3,06
Hauteur de R.D.C (m)	4,23

I.2.3 Données du site

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Blida classée par les règles RPA 99 /version 2003 comme une zone de sismicité fort (zone **III**).
- Bâtiment d'habitation collective ou à usage multiple de bureaux et logement d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Donc il appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courants ou d'importance moyenne).
- Sur la base de l'étude de sol, le site est classé comme site meuble (catégorie **S₃** selon les RPA99/version 2003).
- La contrainte admissible du sol est 2.00 bars.

I.2.4 Conception de la structure

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort. Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme et Vent).

I.3 Eléments constituant l'ouvrage

I.3.1 Ossature de l'ouvrage

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques et de voiles. En ce qui concerne le contreventement de la structure est assuré uniquement par les voiles.

I.3.2 Plancher

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.

I.3.2.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles bétonnées sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (Coffrage perdu constitué par le corps creux).

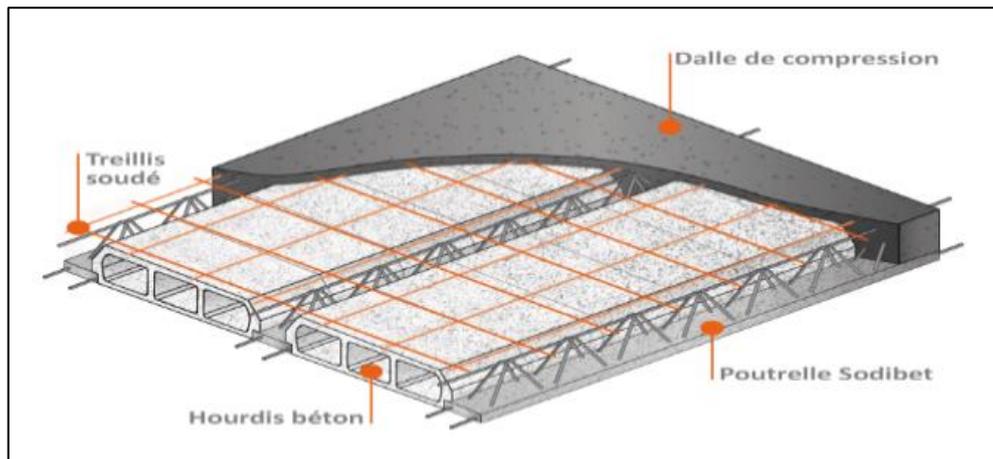


FIGURE I. 1 : PLANCHER A CORPS CREUX

I.3.2.2 Plancher à dalle pleine

Pour certaines zones, des dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3 Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.3.4 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux ou trois volées et un ou deux paliers inter étage, cet élément (escalier) est coulé sur place.

I.3.5 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Le type de maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'un double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : Cloisons de séparation de 10 cm.



FIGURE I. 2 : BRIQUE CREUSE

I.3.6 Revêtement

Les différents revêtements du bâtiment sont constitués par :

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

I.3.7 Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.8 Fondations

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,00 bars et la profondeur d'ancrage de 2m dans le sol.

I.4 Règles de calcul

Les références pour la conception et le calcul de ce projet sont les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (**RPA99 version 2003 : DTR-BC.2.48**).
2. Charge permanentes et charge d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91 modifiée 99**).
4. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**Règles CBA93**).

I.5 Caractéristique des matériaux

I.5.1 BETON

Est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs :

- Qualité du ciment
- Dosage en ciment
- Teneur en eau
- L'âge du béton
- La température
- L'humidité
- La durée de chargement

I.5.1.1 Résistance de béton a la compression

La résistance à la compression des bétons courants est comprise entre 20 et 50 MPA (au-delà de cette résistance on parle de béton à HAUTES PERFORMANCES).

Le béton est défini par sa contrainte qui déterminée à **28** jours d'âge notée f_{c28} . Dans notre projet on prend :

- $f_{c28} = 25$ MPa.

La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

- $f_{c28} \leq 40$ MPa : $f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (4.76 + 0.83j)$
- $f_{c28} > 40$ MPa : $f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (1.4 + 0.95j)$

I.5.1.2 Résistance de béton a la traction

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à « **J** » jours se déduit conventionnellement par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

I.5.1.3 Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_c 28} \rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée** : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_c 28} \rightarrow E_{vj} = 10\,819 \text{ MPa.}$$

I.5.1.4 Module de déformation transversale

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

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

I.5.1.5 Modèles de calcul

❖ A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette Figure : Figure 1-1

- $0 \leq E_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée
- $2\text{‰} \leq E_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec E_{bc} : raccourcissement du béton.

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

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} \times f_c 28$$

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel
 - $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
 - $\gamma_b = 1,5$ situation courante
- **0,85** devient **0,80** quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :
 - $\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à **24h**.
 - $\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre **1 h** et **24h**.
 - $\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à **1 h**.

A 28 jours on a :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

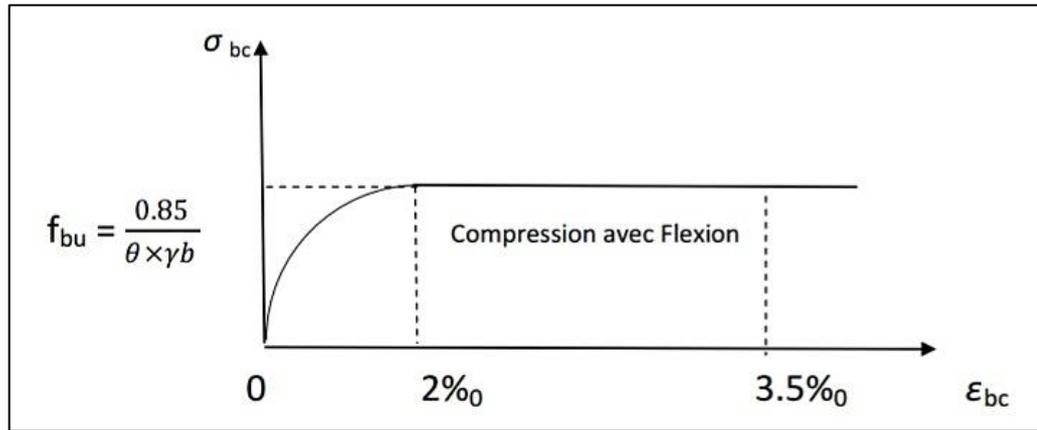


FIGURE I. 3 : DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE – DEFORMATION DU BETON A L'ELU

❖ A l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

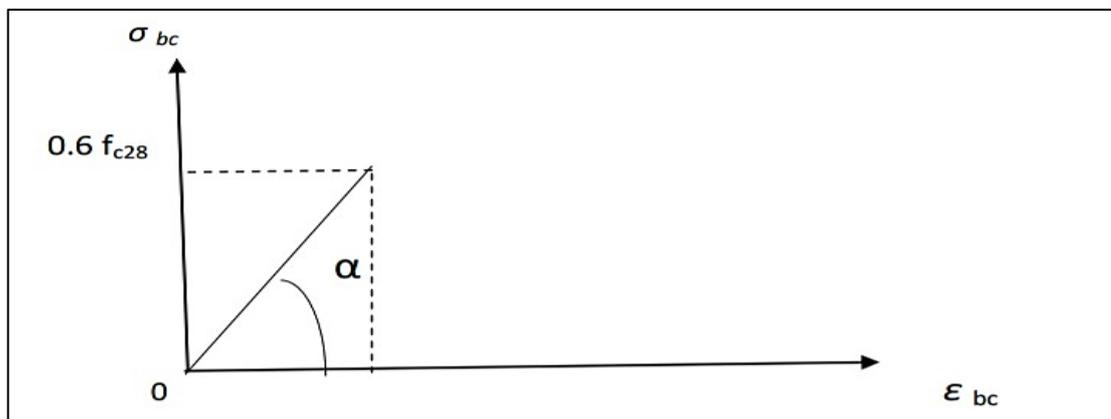


FIGURE I. 4 : DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE – DEFORMATION DU BETON A L'ELS

I.5.2 ACIER

I.5.2.1 Généralités

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces :

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement. Néanmoins, ce type d'armatures n'est utilisé en Algérie.

- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

I.5.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : **Es= 200000 MPa**

I.5.2.3 Coefficient de poisson des aciers

Il est pris égal à : $\nu = 0,3$

I.5.2.4 Contraintes limites

- **Contraintes limites ultimes :**

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

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1,15$ en situation courante.
- $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.
- **Contrainte limite de service :** Afin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :
 - Fissuration peu nuisible (**FPN**): cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{celle de l'ELU})$$

- Fissuration préjudiciable (**FP**) : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\sigma_s \leq \min [(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}]$$

- Fissuration très préjudiciable (**FTP**) : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}]$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

$\eta = 1,3$ pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre ≤ 6 mm

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

I.5.2.5 Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

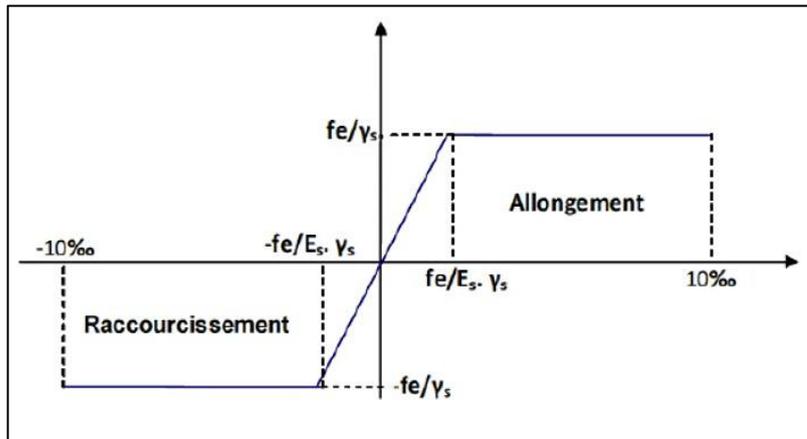


FIGURE I. 5 : DIAGRAMME CONTRAINTE – DEFORMATION

I.6 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de rassembler les données et les informations nécessaires pour faire un prédimensionnement de la structure, il nous donne les caractéristiques des matériaux utilisés dans la structure avec leur propriété et leurs caractéristiques mécaniques. Le chapitre suivant fera l'objet du prédimensionnement de tous les éléments structuraux de notre projet.

**PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
STRUCTURAUX**

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement de ces éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en utilisant des formules empiriques données par le (CBA93) et vérifier selon le règlement (RPA 99 version 2003). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2 Les Planchers

II.2.1 Corps Creux

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux, et les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

Ce type de plancher est utilisé pour :

- Des charges modérées.
- Des formes assez régulières.
- Des portées inférieures à 8 m.

L'épaisseur de plancher est dimensionnée à partir de la condition de limitation de la flèche. Art B6.8.4.2.4 (BAEL 91)

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

h : Hauteur totale (corps creux + dalle de compression)

L_{max} La plus grande portée entre nus d'appuis, $L_{\max} = 4,35$ m

$$h = 435 / 22,5 = 19,33 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 20$ cm \longrightarrow (16+4)

Dans ces conditions la dalle de compression aura l'épaisseur minimale de **4cm**, L'épaisseur du corps creux est **16cm**.

II.2.2 Dalle Pleine En Console

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Condition de flèche :**

- ✓ $e \leq Lx/20$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles

- ✓ $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$: Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$

- ✓ $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$: Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis $\rho \geq 0,4$

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

$$Lx = 3,85 \text{ m} = 385 \text{ cm. } \rho = 0,32 < 0.4$$

La dalle pleine :

$$11,00 < e < 12,83 \quad e_1 = 15 \text{ cm.}$$

- **Condition de résistance au feu :**

- ✓ Pour 1 heure de coupe-feu : $H_4 = 7 \text{ cm.}$

- ✓ Pour 2 heures de coupe-feu : $H_4 = 11 \text{ cm.}$

- ✓ Pour 3 heures de coupe-feu : $H_4 = 14 \text{ cm.}$

D'où : $e_2 = 15 \text{ cm} > H_4 = 14 \text{ cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e_3 = 13 \text{ cm.}$**

Alors on adopte : **$e = \max (e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm.}$**

II.3 Les Poutres

Les poutres sont prés-dimensionnées d'après, le règlement BAEL 91 et les prescriptions proposées par l'R.P. A 99 versions 2003.

II.3.1 Les poutres principales

- Déterminer « h » :

$$L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$$

L_{\max} La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis (Poteau) suivant l'axe porteur,

$$L_{\max} = 511 \text{ cm}$$

$$511/15 \leq h \leq 511/10$$

$$34,1 \text{ cm} \leq h \leq 51,1 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 45 \text{ cm}$.

- Déterminer « b » :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

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

Vérification suivant RPA 99 :

- $b \geq 20\text{cm} \longrightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée
- $h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 45/30 \leq 4$ vérifiée

On adopte une section de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

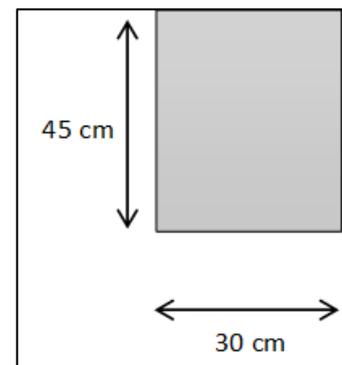


FIGURE II. 1 : SCHEMA DE POUTRE PRINCIPALE

II.3.2 Les poutres secondaires :

- Déterminer « h » :

$$L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$$

L_{\max} La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis (poteaux) suivant l'axe secondaire,

$$L_{\max} = 435 \text{ cm}$$

$$435/15 \leq h \leq 435/10$$

$$29 \text{ cm} \leq h \leq 43,5 \text{ cm}$$

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

- Déterminer « b » :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,3 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

Vérification suivant RPA 99 :

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée
- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée
- $h/b \leq 4 \rightarrow 40/30 \leq 4$ vérifiée

On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

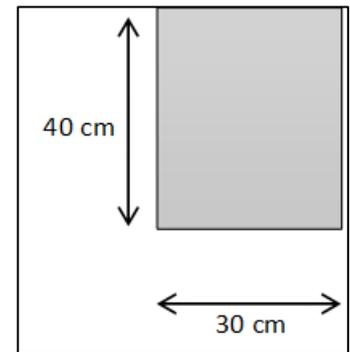


FIGURE II. 2 : SCHEMA DE POUTRE SECONDAIRE

II.4 Calcul descente de charges

Le but du calcul des descentes de charge est de déterminer pour chaque élément porteur, la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Le poids propre des éléments est pris automatiquement en considération par le logiciel ETABS 20.

II.4.1 Planchers d'étages courants

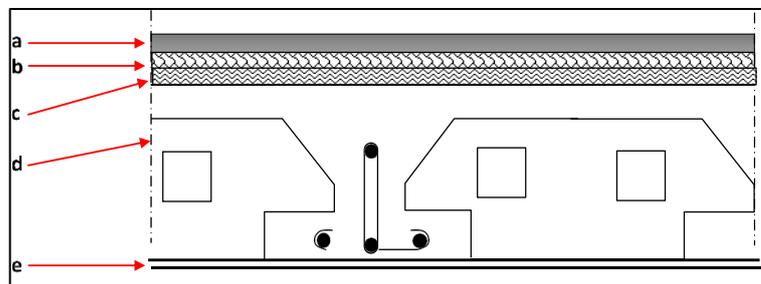


FIGURE II. 3 : PLANCHER COURANT

TABLEAU II. 1 : CHARGES ET SURCHARGES DE PLANCHER COURANT

Plancher en corps creux			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m³)	G(KN/m²)
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Lit de sable	0.03	18,00	0,36
Plancher en corps creux	16+4	/	2,65
Enduit de plâtre	0,02	14,00	0,28
Cloisons intérieures	0.10	/	1,00
			5,13
Surcharges d'exploitation	Etage commerce (RDC), bureaux (1^{er} et 2^{ème} étage)		2,5
	Etage habitations (3^{er} à 9^{ème} étage)		1,5

II.4.2 Terrasse (inaccessible)

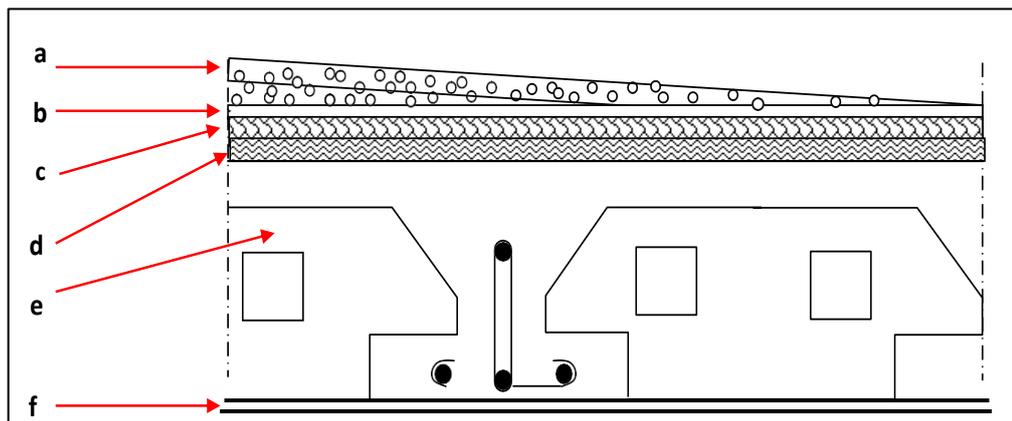


FIGURE II. 4 : PLANCHER TERRASSE

TABLEAU II. 2 : CHARGES ET SURCHARGES DE PLANCHER TERRASSE

Plancher terrasse en corps creux			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m³)	G(KN/m²)
Protection d'étanchéité en gravillon	0,05	21,00	1,05
Couche d'isolation en liège	0,04	4,00	0,16
Forme de pente	0,10	20,00	2,00
Étanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
Plancher en corps creux	16+4	/	2,65
Enduit de plâtre	0,02	14,00	0,28
			6,26
Surcharges d'exploitation	Q(KN/m²)		1

II.4.3 Dalle en console

TABLEAU II. 3 : CHARGES ET SURCHARGE DE DALLE EN CONSOLE

Plancher en dalle pleine			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m³)	G(KN/m²)
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Lit de sable	0,03	18,00	0,36
Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
Cloisons intérieurs	0,10	/	1,00
			5,95
Surcharge d'exploitation	Q(KN/m²)		1,5

II.4.4 Balcon

TABLEAU II. 4 : CHARGES ET SURCHARGES DE BALCON

Balcon			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m³)	G(KN/m²)
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Lit de sable	0,03	18,00	0,54
Dalle pleine	0,17	25,00	4,25
Enduit de ciment	0,02	20,00	0,40
			6,03
Surcharges d'exploitation	Q(KN/m²)		3,5

II.4.5 L'Acrotère

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

- **Surface :**

$$ST = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0,0685 \text{ m}^2$$

- **Charge :**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire.

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171,25 \text{ daN} = 1,71 \text{ KN}$$

- **Surcharge :**

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m .

$$Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN} = 100 \text{ daN} = 1 \text{ KN}$$

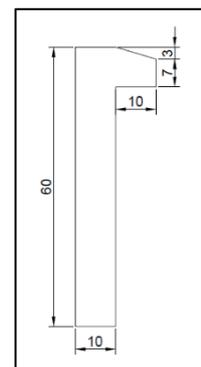


FIGURE II. 5 : SCHEMA DE L'ACROTERE

II.4.6 L'escalier

TABLEAU II. 5 : CHARGES ET SURCHARGES DE PAILLASSE

Paillasse : on prend une bande de 1m			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m³)	G(KN/m²)
Poids propre de la paillasse	0,12	25,00	1,50
Poids de la marche	0,17	22,00	1,87
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Enduit de plâtre	0,02	13,00	0,26
Garde-corps métallique	0,10	/	0,10
			4,57
Surcharge d'exploitation	Q(KN/m²)		2,5

TABLEAU II. 6 : CHARGES ET SURCHARGES DE PALIER

Palier			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m³)	G(KN/m²)
Poids propre de la palier	0,15	25,00	3,75
Carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Enduit de plâtre	0,02	13,00	0,26
Lit de sable	0,03	18,00	0,54
			5,39
Surcharge d'exploitation	Q(KN/m²)		2,5

II.4.7 Murs extérieurs

TABEAU II. 7 : CHARGES ET SURCHARGES DE MURS EXTERIEURE

Murs extérieurs			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Maçonnerie	0,25	9,00	2,25
Enduit en plâtre	0,02	13,00	0,20
Enduit de ciment	0,02	20,00	0,30
			2,75

II.5 Les Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée.

Selon les règles du **BAEL99 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99**.

1. Vérification des Conditions du R.P.A.99 version2003 (Art 7.4.1) :

**TABEAU II. 8 : RECAPITULATIF DE VERIFICATION DES CONDITIONS DU R.P.A.99
VERSION 2003**

TYPE	Poteaux	Min (h,b)	Min (b,h) ≥ 25 cm	h _e	Min (b,h) ≥ h _e /20	b/h	0.25 < b/h < 4
RDC	30 x 30	30	Vérifiée	423	Vérifiée	1	Vérifiée
1^{er}, 2^{ème} 3^{ème}, 4^{ème} Etage	30 x 30	30	Vérifiée	306	Vérifiée	1	Vérifiée
5^{ème} à 9^{ème} Etage	30 x 30	30	Vérifiée	306	Vérifiée	1	Vérifiée

II.5.1 Loi de dégression des surcharges

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 6.3 page 17)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré les mêmes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

II.5.2 Calcul de surcharge Q

TABLEAU II. 9 : ÉVALUATION DES CHARGES D'EXPLOITATIONS PAR LA REGLE DE DEGRESSION

N	Dégression	Q (KN)
NT	Q_t	1
N9	$Q_t + Q_9$	2,5
N8	$Q_t + 0.95 (Q_9 + Q_8)$	3,85
N7	$Q_t + 0.9 (Q_9 + Q_8 + Q_7)$	5,05
N6	$Q_t + 0.85 (Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6)$	6,1
N5	$Q_t + 0.8 (Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5)$	7
N4	$Q_t + 0.75 (Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4)$	7,75
N3	$Q_t + 0.7 (Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3)$	8,35
N2	$Q_t + 0.65 (Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2)$	8,8
N1	$Q_t + 0.6 (Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1)$	9,1
NRDC	$Q_t + 0.55 (Q_9 + Q_8 + Q_7 + Q_6 + Q_5 + Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_{RDC})$	9,25

- Le but de la descente des charges est la vérification du pré dimensionnement des poteaux. Pour cela on choisit 03 types des poteaux :

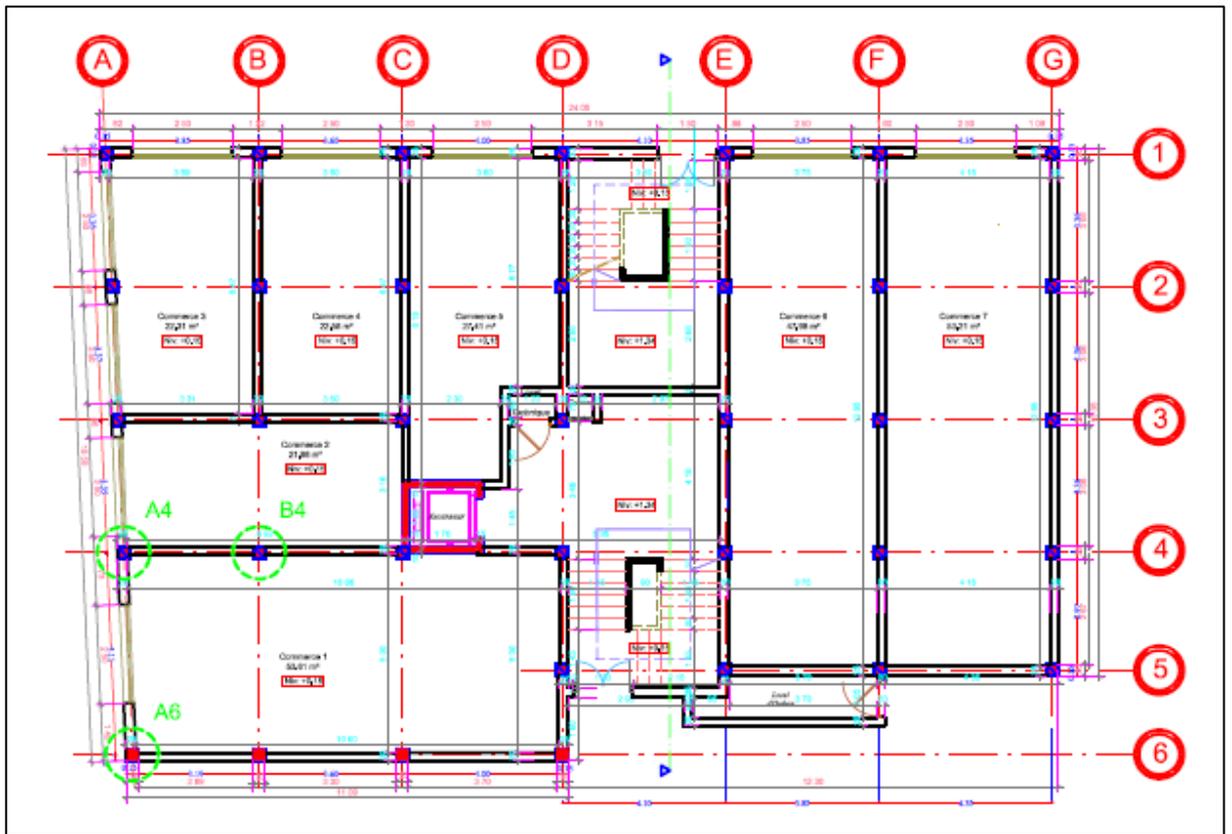


FIGURE II. 6 : VU EN PLAN D'ETAGE

- Poteau central B4 :

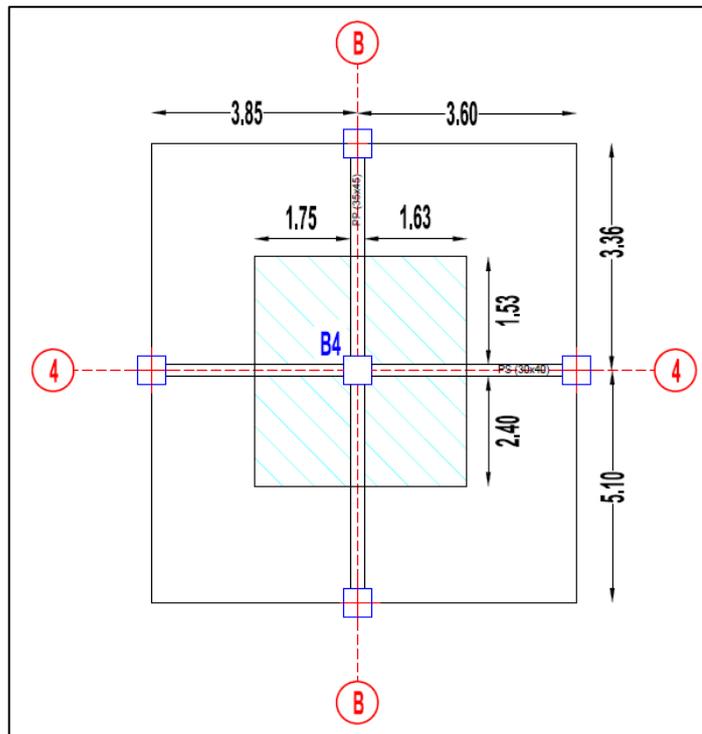


FIGURE II. 7 : POTEAU CENTRAL B4

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux : $(1,75 + 1,63) \times (1,53 + 2,40) = 13,21 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale : $(0,30 \times 0,45) \times (1,53 + 2,40) = 0,53 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire : $(0,30 \times 0,40) \times (1,75 + 1,63) = 0,41 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau **RDC** : $(0,30 \times 0,30) \times 4,23 = 0,38 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(0,30 \times 0,30) \times 3,06 = 0,28 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau 5^{er} à 9^{ème} étage : $(0,30 \times 0,30) \times 3,06 = 0,28 \text{ m}^3$

TABLEAU II. 10 : CALCUL DE CHARGE DU POTEAU CENTRAL B4

N	Élément	G (KN)
NT	P. corps creux : $(13,21 \times 6,26)$	82,69
	p. principale : $(0,53 \times 25)$	13,25
	p. secondaire : $(0,41 \times 25)$	10,25
	Total	106,19
N09	P. corps creux : $(13,21 \times 5,13)$	67,77
	p. principale : $(0,53 \times 25)$	13,25
	p. secondaire : $(0,41 \times 25)$	10,25
	p. poteau : $(0,28 \times 25)$	7,00
	Total	98,27
N08	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
N07	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
N06	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
N05	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
N04	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
N03	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
N02	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
N01	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	98,27
RDC	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (4,23m)	100,79

TABLEAU II. 11 : CALCUL DE SURCHARGES DU POTEAU CENTRAL B4

N	Q (KN/ m²)	SURFACE AFFERENTE (m²)	Q (KN)
NT	1	13,21	13,21
N09	2,5	13,21	33,03
N08	3,85	13,21	50,86
N07	5,05	13,21	66,71
N06	6,1	13,21	80,58
N05	7	13,21	92,47
N04	7,75	13,21	102,38
N03	8,35	13,21	110,30
N02	8,8	13,21	116,25
N01	9,1	13,21	120,21
RDC	9,25	13,21	122,19

TABLEAU II. 12 : CALCUL DES EFFORTS NORMAUX ULTIMES DU POTEAU CENTRAL B4

N	Charges permanentes		Charges c'exploitation	Efforts normaux ultime
	G (KN)	G cumul (KN)	Q cumul (KN)	1,35G+1,5Q
NT	106,19	106,19	13,21	163,17
N09	98,27	204,46	33,03	325,56
N08	98,27	302,73	50,86	484,97
N07	98,27	401,00	66,71	641,42
N06	98,27	499,27	80,58	794,89
N05	98,27	597,54	92,47	945,38
N04	98,27	695,81	102,38	1092,91
N03	98,27	794,08	110,30	1237,46
N02	98,27	892,35	116,25	1379,04
N01	98,27	990,62	120,21	1517,65
RDC	100,79	1091,41	122,19	1656,69

• Poteau d'angle A6 :

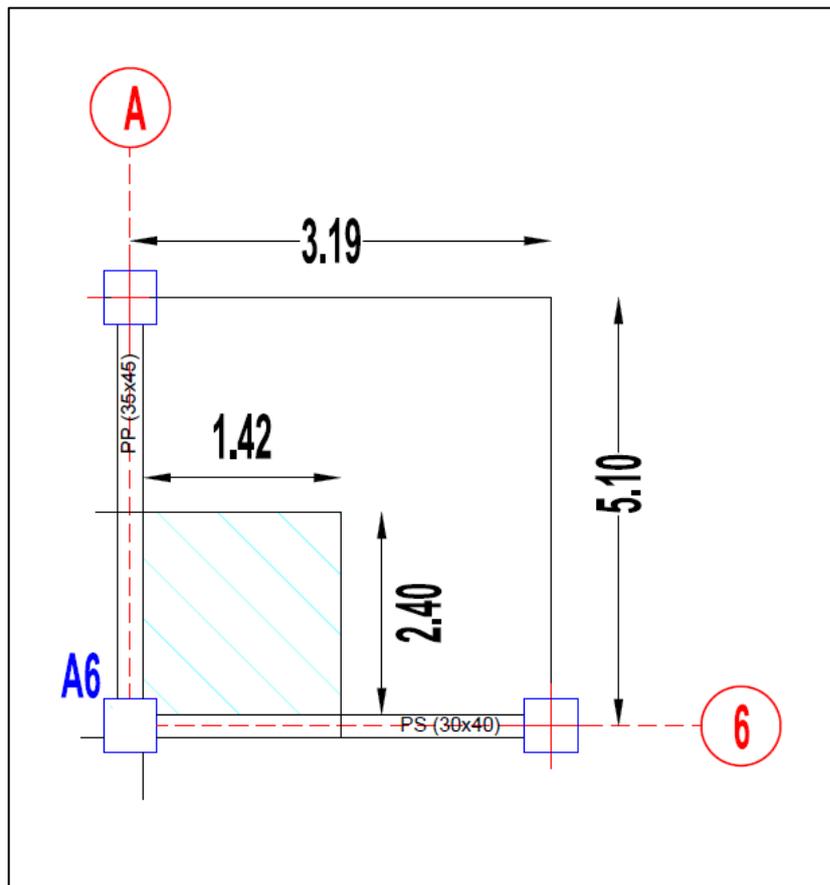


FIGURE II. 8 : POTEAU D'ANGLE A6

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux : $2,40 \times 1,42 = 3,41 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale : $(0,30 \times 0,45) \times 2,40 = 0,32 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire : $(0,30 \times 0,40) \times 1,42 = 0,17 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau **RDC** : $(0,30 \times 0,30) \times 4,23 = 0,38 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(0,30 \times 0,30) \times 3,06 = 0,28 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau 5^{er} à 9^{ème} étage : $(0,30 \times 0,30) \times 3,06 = 0,28 \text{ m}^3$

TABLEAU II. 13 : CALCUL DE CHARGE DU POTEAU D'ANGLE A6

N	Élément	G (KN)
NT	P. corps creux : (3,48*6,26)	21,79
	p. principale : (0,32*25)	8,00
	p. secondaire : (0,17*25)	4,25
	Total	34,04
N09	P. corps creux : (3,48*5,13)	17,85
	p. principale : (0,32*25)	8,00
	p. secondaire : (0,17*25)	4,25
	p. poteau : (0,28*25)	7,00
	Total	37,10
N08	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
N07	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
N06	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
N05	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
N04	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
N03	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
N02	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
N01	Pcc + Pdp + pp + ps + 30x30 (3,06m)	37,10
RDC	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (4,23m)	36,62

TABLEAU II. 14 : CALCUL DE SURCHARGE DU POTEAU D'ANGLE A6

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
NT	1	3,41	3,41
N09	2,5	3,41	8,53
N08	3,85	3,41	13,13
N07	5,05	3,41	17,22
N06	6,1	3,41	20,80
N05	7	3,41	23,87

TABLEAU II. 15 : SUITE CALCUL DE SURCHARGE DU POTEAU D'ANGLE A6

N	Q (KN/ m²)	SURFACE AFFERENTE (m²)	Q (KN)
N04	7,75	3,41	26,43
N03	8,35	3,41	28,47
N02	8,8	3,41	30,01
N01	9,1	3,41	31,03
RDC	9,25	3,41	31,54

TABLEAU II. 16 : CALCUL DES EFFORTS NORMAUX ULTIMES DU POTEAU D'ANGLE A6

N	Charges permanentes		Charges c'exploitation	Efforts normaux ultime
	KN		KN	KN
	G	G cumul	Q cumul	1,35G+1,5Q
NT	34,04	34,04	3,41	51,07
N09	37,10	71,14	11,94	108,83
N08	37,10	108,24	25,06	165,82
N07	37,10	145,34	42,28	222,04
N06	37,10	182,44	63,09	277,50
N05	37,10	219,54	86,96	332,18
N04	37,10	256,64	113,38	386,11
N03	37,10	293,74	141,86	439,26
N02	37,10	330,84	171,86	491,65
N01	37,10	367,94	202,9	543,27
RDC	36,62	404,56	234,44	593,47

A. Poteau de rive A4 :

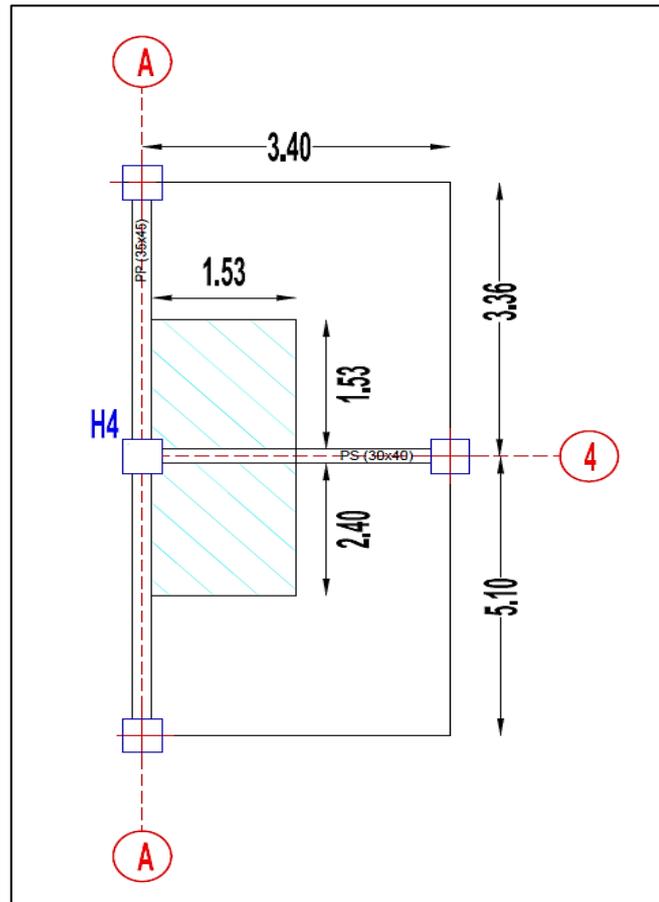


FIGURE II. 9 : POTEAU DE RIVE A4

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux : $(2,40 + 1,53) \times 1,53 = 6,01 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale : $(0,30 \times 0,45) \times (2,40 + 1,53) = 0,53 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire : $(0,30 \times 0,40) \times 1,53 = 0,18 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau RDC : $(0,30 \times 0,30) \times 4,23 = 0,38 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(0,30 \times 0,30) \times 3,06 = 0,28 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau 5^{er} à 9^{ème} étage : $(0,30 \times 0,30) \times 3,06 = 0,28 \text{ m}^3$

TABLEAU II. 17 : CALCUL DE CHARGE DU POTEAU DE RIVE A4

N	Élément	G (KN)
NT	P. corps creux : (6,01*6,26)	37,62
	p. principale : (0,53*25)	13,25
	p. secondaire : (0,18*25)	4,5
	Total	55,37
N09	P. corps creux : (6,01*5,13)	30,83
	p. principale : (0,53*25)	13,25
	p. secondaire : (0,18*25)	4,5
	p. poteau : (0,28*25)	7,00
	Total	55,58
N08	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
N07	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
N06	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
N05	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
N04	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
N03	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
N02	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
N01	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (3,06m)	55,58
RDC	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 30x30 (4,23m)	58,08

TABLEAU II. 18 : CALCUL DE SURCHARGE DU POTEAU DE RIVE A4

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
NT	1	6,01	6,01
N09	2,5	6,01	15,03
N08	3,85	6,01	23,14
N07	5,05	6,01	30,35
N06	6,1	6,01	36,66
N05	7	6,01	42,07

TABEAU II. 19 : SUITE CALCUL DE SURCHARGE DU POTEAU DE RIVE A4

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
N04	7,75	6,01	46,58
N03	8,35	6,01	50,18
N02	8,8	6,01	52,89
N01	9,1	6,01	54,69
RDC	9,25	6,01	55,59

TABEAU II. 20 : CALCUL DES EFFORTS NORMAUX ULTIMES DU POTEAU DE RIVE A4

N	Charges permanentes		Charges c'exploitation	Efforts normaux ultime
	KN		KN	KN
	G	G cumul	Q cumul	1,35G+1,5Q
NT	55,37	55,37	6,01	83,76
N09	55,58	110,95	15,03	172,32
N08	55,58	166,53	23,14	259,52
N07	55,58	222,11	30,35	345,37
N06	55,58	277,69	36,66	429,87
N05	55,58	333,27	42,07	513,02
N04	55,58	388,85	46,58	594,81
N03	55,58	444,43	50,18	675,26
N02	55,58	500,01	52,89	754,35
N01	55,58	555,59	54,69	832,08
RDC	58,08	613,67	55,59	911,84

TABEAU II. 21 : RESULTATS DE CALCUL DES EFFORTS NORMAUX ULTIMES MAXIMAUX

Poteau	Poteau central (B4)	Poteau d'angle (A6)	Poteau de rive (A4)
Efforts Normaux ultimes (KN)	1656,69	593,47	911,84

Remarque : la valeur maximale des efforts normaux ultimes est correspondant au poteau central (B4).

II.6 Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

A. Vérification selon BAEL91 :

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{F_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article 8.4.1}$$

- N_u : l'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.
- A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).
- B_r : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm²).
- F_e : limite d'élasticité des aciers en (MPa).
- $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_b = 1,5$
- α : coefficient en fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs :

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

N_u connu, le but c'est de calculer B_r (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_c choisie.

On a :

$$N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \quad \longrightarrow \quad B_r \geq \frac{N_u}{\left[\frac{F_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100 \gamma_s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures es de 0,9% en zone III, donc :

$$\frac{A}{B_r} = 0,9\% \quad \longrightarrow \quad B_r \geq \frac{N_u}{\left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,009 \frac{F_e}{\gamma_s} \right]} = 0,0539N_u$$

Calcul α :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,71\sqrt{12}}{b}$$

- **Poteau de central B4 :**

TABLEAU II. 22 : VERIFICATION DES SECTIONS ADOPTEES POUR LE POTEAU CENTRAL B4

Niveau	Nu (kN)	Br (cm ²)	a = b	RPA
	1.35G+1.5Q			
NT	163,17	8,79	2,97	30x30
N09	325,56	17,55	4,19	30x30
N08	484,97	26,14	5,11	30x30
N07	641,42	34,57	5,88	30x30
N06	794,89	42,84	6,55	30x30
N05	945,38	50,96	7,14	30x30
N04	1092,91	58,91	7,68	30x30
N03	1237,46	66,70	8,17	30x30
N02	1379,04	74,33	8,62	30x30
N01	1517,65	81,80	9,04	30x30
RDC	1656,69	89,30	9,45	30x30

TABLEAU II. 23 : VERIFICATION DE CRITERE $Nu/B < F_{BU}$ POUR LE POTEAU CENTRAL B4

Niveau	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
	1.35G+1.5Q					
NT	163,17	900	1,81	14,17	Vérifier	30x30
N09	325,56	900	3,62	14,17	Vérifier	30x30
N08	484,97	900	5,39	14,17	Vérifier	30x30
N07	641,42	900	7,13	14,17	Vérifier	30x30
N06	794,89	900	8,83	14,17	Vérifier	30x30
N05	945,38	900	10,50	14,17	Vérifier	30x30
N04	1092,91	900	12,14	14,17	Vérifier	30x30
N03	1237,46	900	13,75	14,17	Vérifier	30x30
N02	1379,04	1225	11,26	14,17	Vérifier	35x35
N01	1517,65	1225	12,39	14,17	Vérifier	35x35
RDC	1656,69	1225	13,52	14,17	Vérifier	35x35

II.7 Les Voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{min} \geq 4a \\ a \geq h_c / 20 \end{array} \right.$$

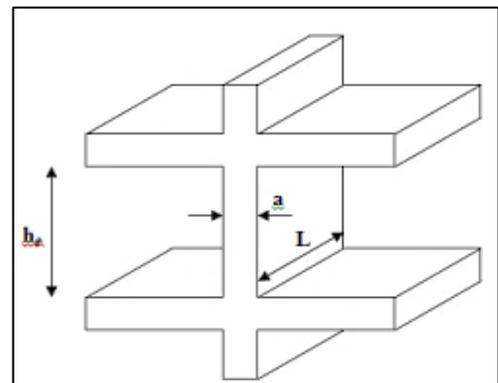


FIGURE II. 10 : SCHEMA DE VOILE

Avec :

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)
- h_e : hauteur libre d'étage.

➤ **RDC :**

$$h_e = 423 \text{ cm} - 40 \text{ cm} = 383 \text{ cm} \rightarrow a \geq 383/20 = 19,15 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $a = 20 \text{ cm}$

➤ **Etage bureaux et logement :**

$$h_e = 306 \text{ cm} - 40 \text{ cm} = 266 \text{ cm} \rightarrow a \geq 266/20 = 13,30 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $a = 20 \text{ cm}$

- On adopte pour toute la structure $a = 20 \text{ cm}$.

Avec :

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 \text{ cm} = 80 \text{ cm}.$$

II.8 Tableau récapitulative

TABEAU II. 24 : TABLEAU RECAPITULATIF DES DIMENSIONS DES ELEMENTS

Élément		Section
Poutre principale		$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
Poutre secondaire		$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poteau	RDC → 2^{ème} étage	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	3^{ème} → 9^{ème} étage	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$
Voile	Épaisseur	20 cm
	L_{\min}	100 cm
Plancher en corps creux		$(16 + 4) \text{ cm}$
Plancher en dalle pleine en console	Épaisseur	15 cm

**CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

III.1 Introduction

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ses actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III.2 Étude de L'acrotère

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre G , et une poussée horizontale : $F = \text{Max} (F_p , F_q)$.

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

- $A = 0,25$ Coefficient d'accélération de zone **R.P.A 99 V 2003**.
- $C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale **R.P.A 99 V 2003**.
- W_p : poids propre de l'acrotère. $W_p = 1,71$ kN/ml.
- F_q : La poussée horizontale $F_q = 1$ kN/ml.

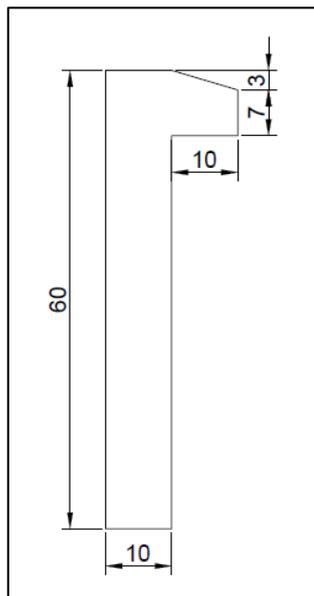


FIGURE III. 1 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.

Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

Avec :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max}(F_p, F_q) = 1 \text{ kN/ml}$$

La force F engendre un moment maximum à la base et l'effort normal et du au poids propre de l'acrotère :

$$\text{Moment à ELU : } M_u = 1,5Q.h.$$

$$\text{Moment à ELS : } M_s = Q.h.$$

TABLEAU III. 1 : MOMENT ET EFFORT NORMAL AGISSANT SUR L'ACROTÈRE

	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	2,57	0,9
E.L.S	1,71	0,6

• **Calcul de l'excentricité**

$$M_u = N_u \cdot e$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,57} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} > e = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

• **Assimilation à la flexion simple**

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple, en prenant comme moment fictif M_{au} avec :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictive d'acier A_{s1} dont on déduit la section d'acier tendue :

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{100 \sigma}$$

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) \text{ et } d = 0,1 - 0,03 = 0,07 \text{ m}$$

e_a : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armatures tendues A_s .

- $e_a = 0,35 + \left(0,07 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,37$
- $M_{ua} = N_u * e_a = 2,57 * 0,37 = 0,95 \text{ KN.m}$

III.2.1 Ferrailage

- **Ferrailage à L'ELU**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07^2 \times 14,2} = 0,013$
- $\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99.$
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u)d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,95 \times 10^{-3}}{0,0422 \times 348} 10^4 = 0,65 \text{ cm}^2.$
- $A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,65 - \frac{2,57 \times 10^{-3}}{100 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL)**

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

Donc :

- $A_s \text{ réelle} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$
- Espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$
- Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$
- Espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

- **Vérification des contraintes à L'ELS**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable.

❖ **Données :**

TABLEAU III. 2 : DONNES DE VERIFICATION A L'ELS.

M _{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
0,6	100	10	7	3	15	2,01	0

❖ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

Moment d'inertie :

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

❖ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

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

TABLEAU III. 3 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON.

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
1,38	1039,87	0,104	0,14	15	C-V

1. Etat limite d'ouverture de fissures :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

- σ_{st} : contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15.K.(d-y)$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans l'acier tendu : pour une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = 0,8 * \zeta_s \text{ et } \zeta = \min \{0,5F_e ; \max(90\sqrt{\eta f_{tj}} , 200\text{MPa})\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour un acier a haute adhérence.}$$

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

TABLEAU III. 4 : VERIFICATION D'ETAT LIMITE D'OUVERTURE DE FISSURES.

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérification
4,22	2738,06	0,039	42,10	200	C-V

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

2. Vérification au cisaillement : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5 F_p = 1,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,23}{10 \times 7} = 0,018 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

3. Schéma de ferrailage

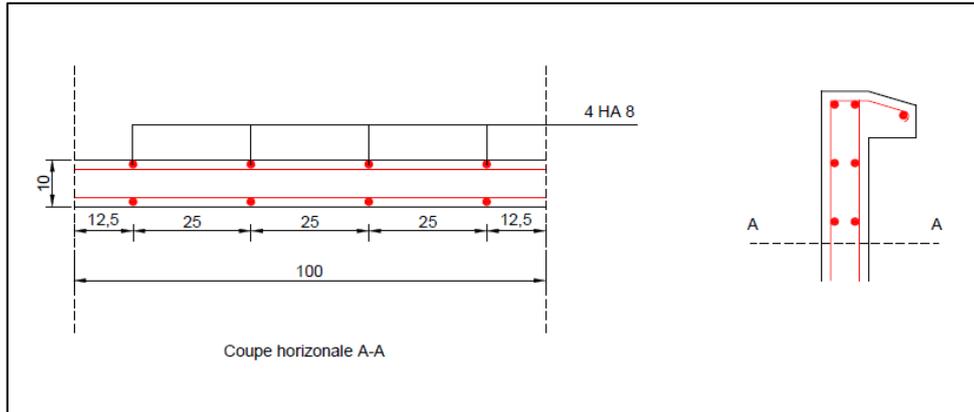


FIGURE III. 2 : SCHEMA DE FERRAILAGE DE L'ACROTERE.

III.3 Calcul de la dalle pleine en console

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Condition de flèche :**

- $e \leq Lx/20$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles
- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$: Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$
- $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$: Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis $\rho \geq 0,4$

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

$$Lx = 3,85 \text{ m} = 385 \text{ cm. } \rho = 0,32 < 0,4$$

La dalle pleine :

$$11,00 < e < 12,83 \quad e_1 = 15 \text{ cm.}$$

- **Condition de résistance au feu :**
 - Pour 1 heure de coupe-feu : $H_4 = 7 \text{ cm}$.
 - Pour 2 heures de coupe-feu : $H_4 = 11 \text{ cm}$.
 - Pour 3 heures de coupe-feu : $H_4 = 14 \text{ cm}$.

D'où : $e_2 = 15 \text{ cm} > H_4 = 14 \text{ cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e_3 = 13 \text{ cm}$** .

Alors on adopte : **$e = \max (e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm}$** .

- **Hypothèse de calcul**

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Charge permanente.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : Charge de murs extérieurs et l'acrotère.

La fissuration est considérée comme préjudiciable

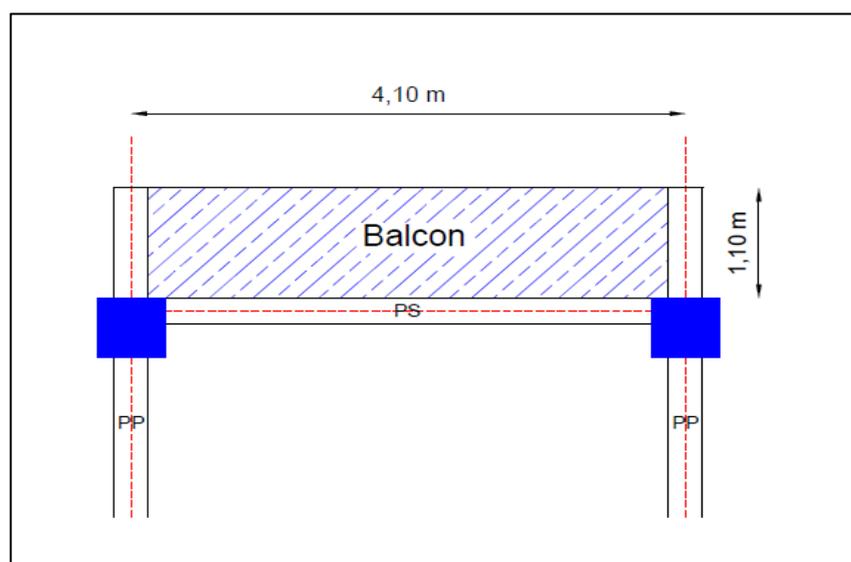


FIGURE III. 3 : SCHEMA DE BALCON.

1. Évaluation des charges

- $G = G \times 1\text{m} = 6,03 \text{ KN/ml}$ (charge permanente).
- $q = Q \times 1\text{m} = 3,50 \text{ KN/ml}$ (surcharge d'exploitation).
- $P = 1,71 \times 1\text{m} = 1,71 \text{ KN/ml}$ (poids de l'acrotère).

2. Combinaisons des charges

E.L.U :

- $q_u = 1,35g + 1,5q = 1,35 \times 6,03 + 1,5 \times 3,50 = 13,39 \text{ KN/ml}$.
- $p_u = 1,35p = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN/ml}$.
- $M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + P \times 1,35 = 9,62 \text{ KN.m}$

E.L.S :

- $q_{ser} = g + q = 6,03 + 3,50 = 9,53 \text{ KN/ml}$.
- $p_{ser} = p = 1,71 \text{ KN/ml}$.
- $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} + P \times 1,35 = 7,07 \text{ KN.m}$

3. Calcul des sollicitations

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$b = 110 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$

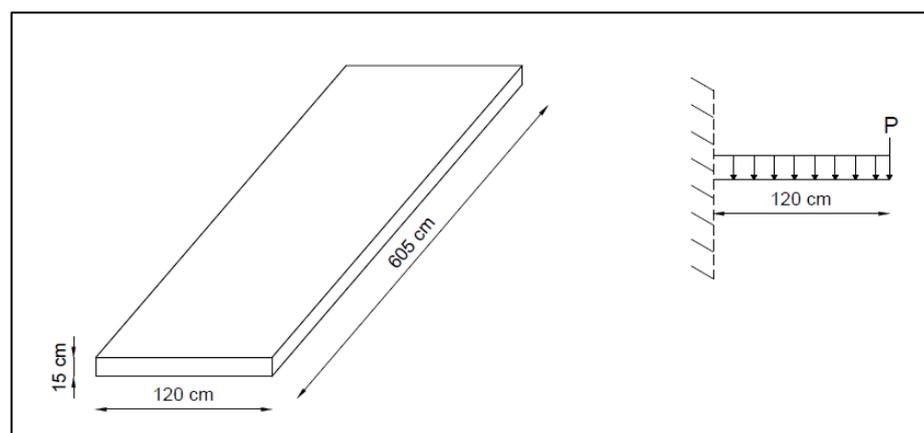


FIGURE III. 4 : SCHEMA STATIQUE DE BALCON.

4. Ferrailage à l'ÉLU

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

$$F_{bu} = \frac{0,85F_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d = h - 3\text{cm} = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u 10^3}{bd^2 F_{bu}} = \frac{9,62 \cdot 10^{-3}}{1,10 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2} = 0,0392$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée

$A'_s = 0)$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,05$$

$$Z_u = (1 - 0,4\alpha_u) d = 11,76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u 10^3}{Z_d \sigma_{su}} = \frac{9,62 \cdot 10^3}{11,76 \cdot 348} = 2,34 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité** : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_s = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 110 \cdot 12 \cdot 2,1}{400} = 1,59 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = \frac{110}{6} = 20 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition** : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$A_r : 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = \frac{110}{6} = 20 \text{ cm}$$

5. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$\alpha = 0,051 \leq 0,445$ **Condition vérifié.**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

TABLEAU III. 5 : DONNES DE VERIFICATION A L'ELS.

M _{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
7,24	110	15	12	3	15	4,71	0

❖ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

❖ **Moment d'inertie :**

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

❖ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

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

TABLEAU III. 6 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON.

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MP A)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
1,78	1009,52582	0,059	1,11	15	C-V

6. Etat limite d'ouverture de fissures

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

- σ_{st} : contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15.K.(d-y)$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans l'acier tendu : pour une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = 0,8 * \zeta_s \text{ et } \zeta = \min \{0,5F_e ; \max(90\sqrt{\eta f_{tj}} , 200\text{MPa})\}$$

$\eta = 1,6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

TABLEAU III. 7 : VERIFICATION D'ETAT LIMITE D'OUVERTURE DE FISSURES.

y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérification
12,22	73788,6038	0,059	46,20	200	C-V

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

7. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente

Cas de fissurations préjudiciables selon article

(A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

$V_u = q_u l + p_u = 13,39 + 2,31 = 15,7 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{15,7 \times 10^{-3}}{1,10 \times 0,12} = 0,119 \text{ MPa} < \tau_u = \min\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$

8. Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

❖ Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; (M_t = M_0) ; \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,1 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,71}{110 \times 12} = 0,004 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

9. Schéma de ferrailage :

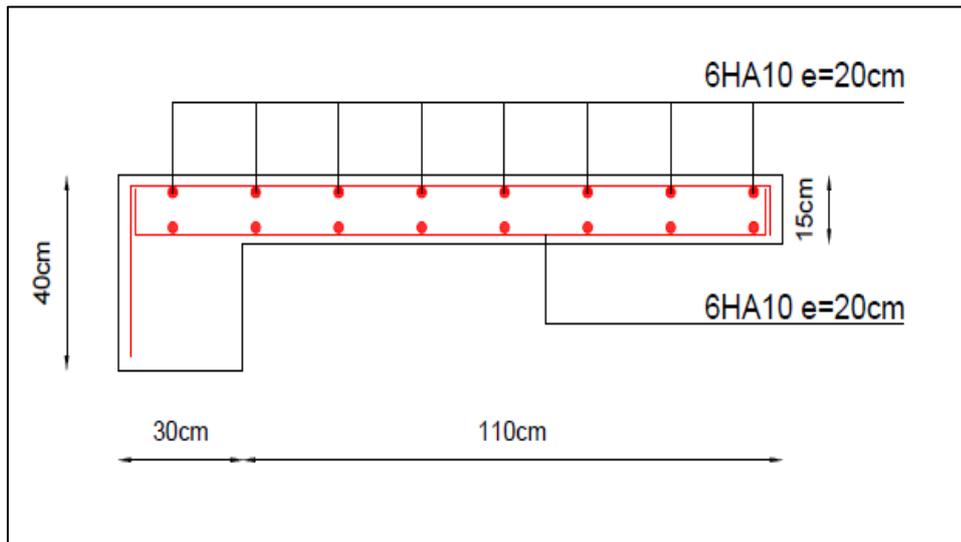


FIGURE III. 5 : SCHEMA DE FERRAILAGE DE BALCON.

III.4 Étude des escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui permet le passage à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Il est formé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

- **Hauteur de marche** : distance verticale séparant le dessus de deux marches successives.
- **Giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives.
- **Paillasse** : dalle inclinée qui supporte les marches et les contremarches.

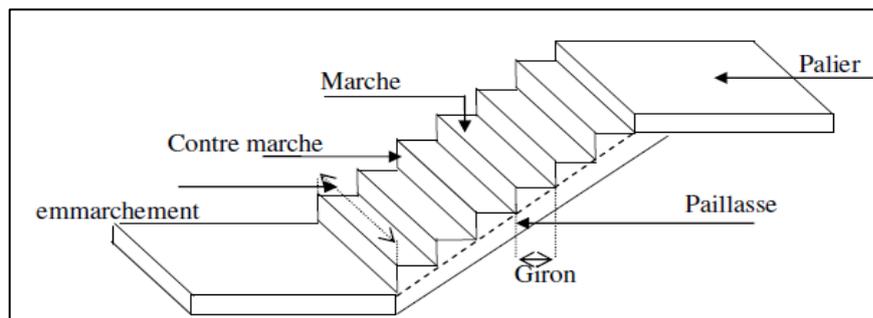


FIGURE III. 6 : SCHEMA D'UN ESCALIER

Dans notre cas les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place. On a deux types :

- ✓ Escalier à deux volées parallèles et à un palier intermédiaire pour le SS e étage logement.
- ✓ Escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaires pour le RDC.

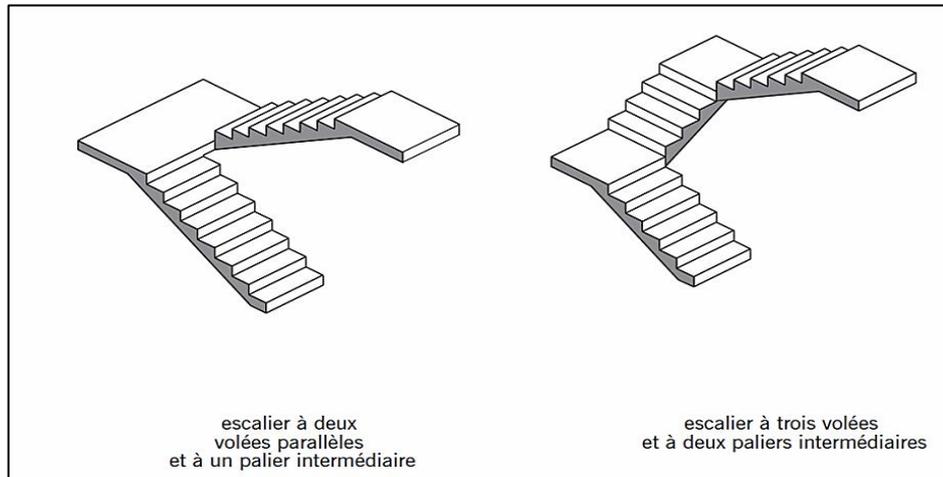


FIGURE III. 7 : ESCALIER A DEUX VOLEES DROITES

Pour le dimensionnement de l’escalier on utilise la relation de **BLONDEL** :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

- **g** : Giron largeur de la marche : $24 \leq g \leq 32\text{cm}$.
- **h** : Hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

III.4.1 Dimension de la marche et de la contremarche

On prend : **h = 17cm** et **g = 30cm**.

D’après la formule de **BLONDEL** : $2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$

$59 \leq 64 \leq 66$ Condition vérifiée ➡ L’escalier est confortable.

- **Nombre des contremarches**

RDC :

$n = \text{he}/h = 423/17 = 25$ contres marches.

Pour volées n°1 : 10 contremarches (8 marches/volée).

Pour volées n°2 : 6 contremarches (5 marches/volée).

Pour volées n°3 : 9 contremarches (8 marches/volée).

Etage bureaux et logement :

$n = \mathbf{he/h} = 306/17 = 18$ contres marches.

Pour volées n°1 : 7 contremarches (6 marches/volée).

Pour volées n°2 : 4 contremarches (3 marches/volée).

Pour volées n°3 : 7 contremarches (6 marches/volée).

- **Longueur de volée**

$$\mathbf{L = (n-1) g}$$

RDC :

Pour volées n°1 : $L = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$ ➡ $L = 2,70 \text{ m}$

Pour volées n°2 : $L = 5 \times 30 = 150 \text{ cm}$ ➡ $L = 1,50 \text{ m}$

Pour volées n°3 : $L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$ ➡ $L = 2,40 \text{ m}$

Étage bureaux et logement :

Pour volées n°1 : $L = 6 \times 30 = 180 \text{ cm}$ ➡ $L = 1,80 \text{ m}$

Pour volées n°2 : $L = 3 \times 30 = 90 \text{ cm}$ ➡ $L = 0,90 \text{ m}$

Pour volées n°3 : $L = 6 \times 30 = 180 \text{ cm}$ ➡ $L = 1,80 \text{ m}$

- **Inclinaison de la paillasse :**

RDC :

Pour volées n°1 : $\alpha = \mathit{arctg} \frac{1,70}{2,70} = 32,20^\circ$

Pour volées n°2 : $\alpha = \mathit{arctg} \frac{1,02}{1,50} = 34,21^\circ$

Pour volées n°3 : $\alpha = \mathit{arctg} \frac{1,53}{2,40} = 32,51^\circ$

Étage bureaux et logement :

Pour volées n°1 : $\alpha = \mathit{arctg} \frac{1,19}{1,80} = 33,47^\circ$

Pour volées n°2 : $\alpha = \mathit{arctg} \frac{0,68}{0,90} = 37,07^\circ$

Pour volées n°1 : $\alpha = \mathit{arctg} \frac{1,19}{1,80} = 33,47^\circ$

- **Longueur de la paille :**

$$\cos \alpha = \frac{L}{l}$$

RDC :

$$\text{Pour volées n°1 : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2,70 / \cos(32,20^\circ) \rightarrow l = 3,19 \text{ m}$$

$$\text{Pour volées n°2 : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = 1,50 / \cos(34,21^\circ) \rightarrow l = 1,81 \text{ m}$$

$$\text{Pour volées n°3 : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2,40 / \cos(32,51^\circ) \rightarrow l = 2,85 \text{ m}$$

Etage bureaux et logement :

$$\text{Pour volées n°1 : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = 1,80 / \cos(33,47^\circ) \rightarrow l = 2,16 \text{ m}$$

$$\text{Pour volées n°2 : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = 0,90 / \cos(37,07^\circ) \rightarrow l = 1,13 \text{ m}$$

$$\text{Pour volées n°1 : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = 1,80 / \cos(33,47^\circ) \rightarrow l = 2,16 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paille :**

En assimilant la paille à une dalle appuyée sur deux côtés.

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

RDC :

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20}$$

$$9,5 \leq e \leq 14,25$$

On prend : **e = 15 cm.**

Etage bureaux et logement :

$$\frac{216}{30} \leq e \leq \frac{216}{20}$$

$$7,2 \leq e \leq 10,8$$

On prend : **e = 15 cm.**

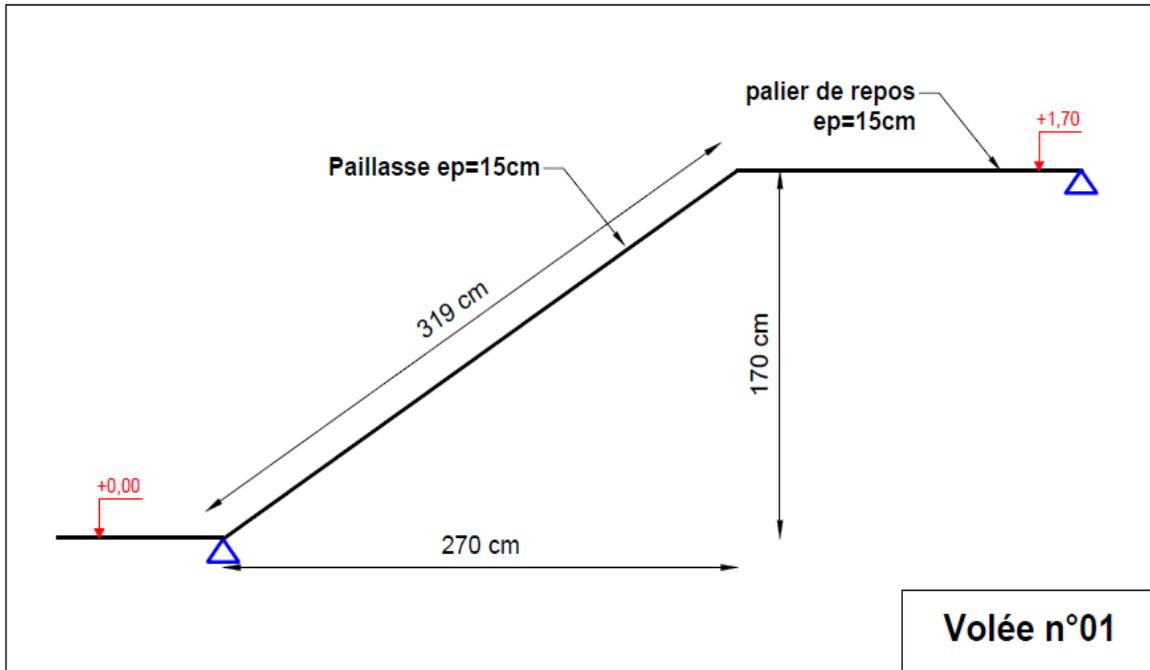


FIGURE III. 8 : SCHEMAS STATIQUES D'ESCALIER RDC, VOLEE N°01

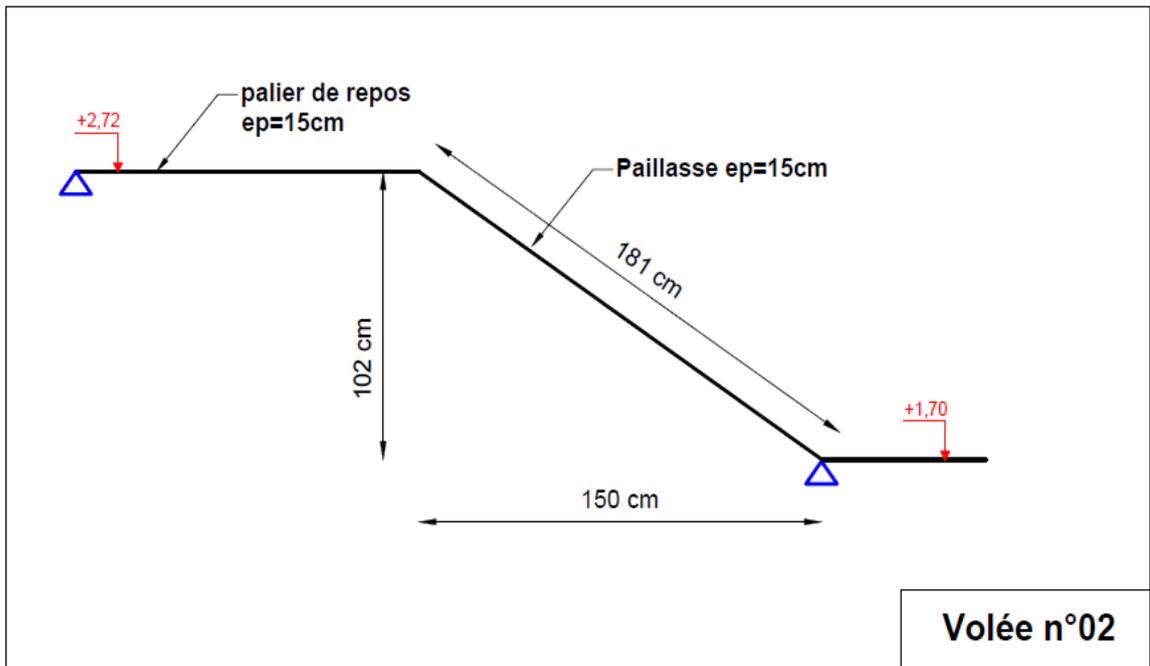


FIGURE III. 9 : SCHEMAS STATIQUES D'ESCALIER RDC, VOLEE N°02

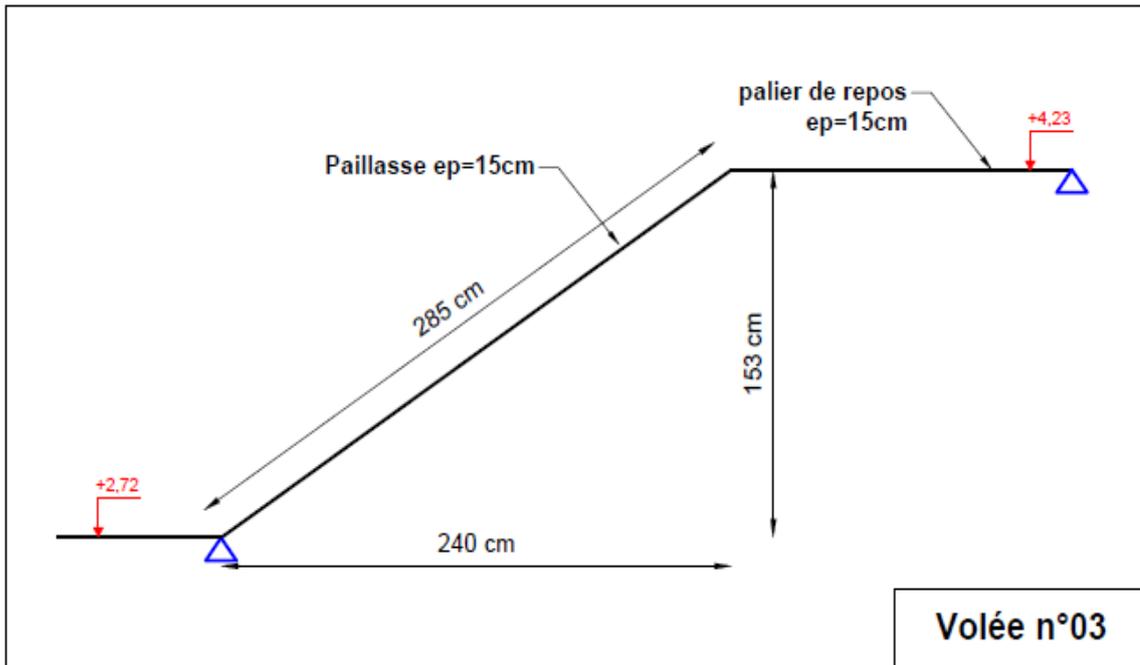


FIGURE III. 10 : SCHEMAS STATIQUES D'ESCALIER RDC, VOLEE N°03

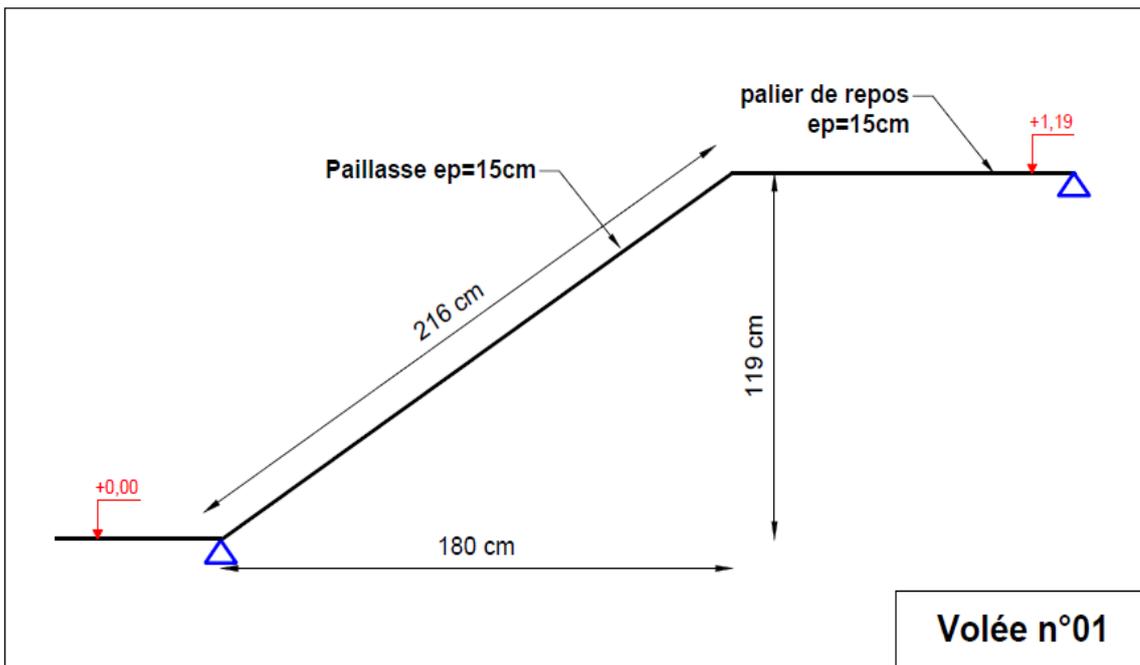


FIGURE III. 11 : SCHEMAS STATIQUES D'ESCALIER ETAGE BUREAUX ET LOGEMENT, VOLEE N°01

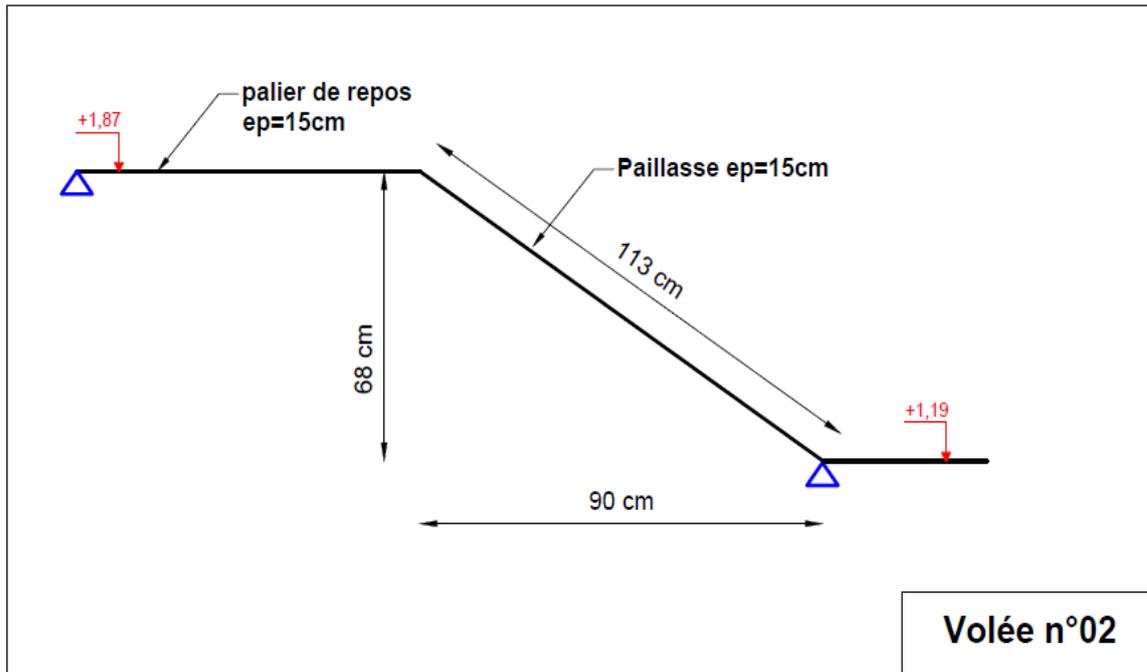


FIGURE III. 12 : SCHEMAS STATIQUES D'ESCALIER ETAGE BUREAUX ET LOGEMENT, VOLEE N°02

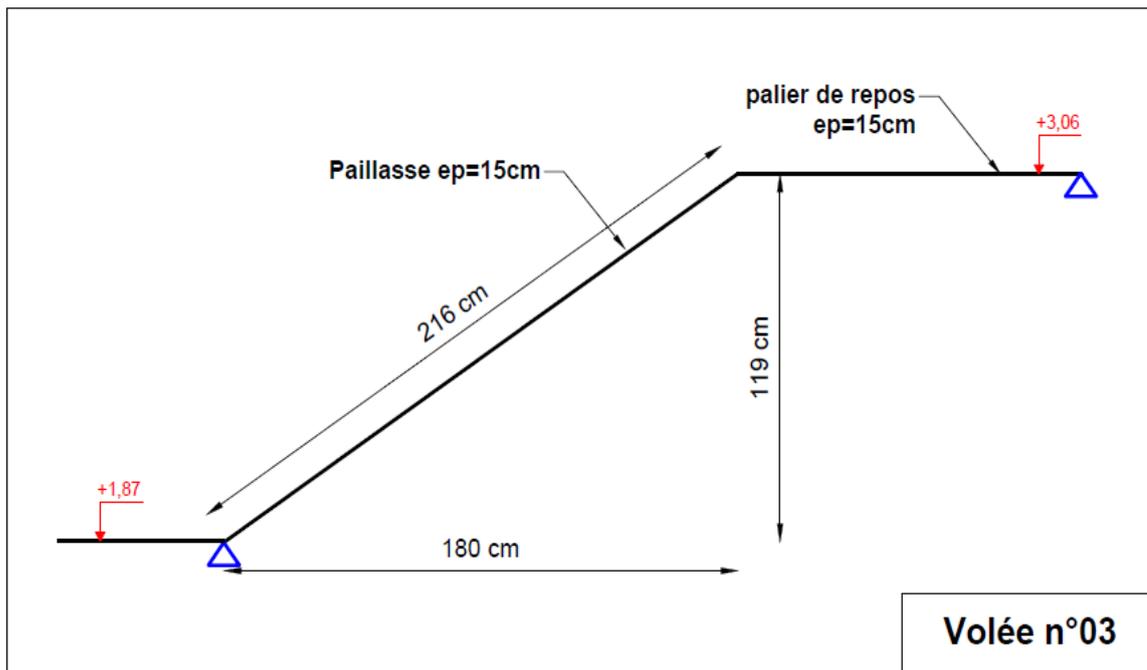


FIGURE III. 13 : SCHEMAS STATIQUES D'ESCALIER ETAGE BUREAUX ET LOGEMENT, VOLEE N°03

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

III.4.2 Le Paillasse

TABLEAU III. 8 : ÉVALUATION DES CHARGES DU PAILLASSE.

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propres de paillasse	0.15/cos α	25	4.54
Poids propre de la marche	0,17/2	20	1.70
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Revêtement	0.02	20	0.48
garde-corps métallique	-	-	0.10
		G	7.66
		Q	2.50

III.4.2 Le palier de repos

TABLEAU III. 9 : ÉVALUATION DES CHARGES DU PALIER DE REPOS.

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Poids propres de Palier de repos	0.15	25	3.75
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
		G	4.87
		Q	2,50

Charges et surcharge :

TABLEAU III. 10 : DONNEES D'ÉVALUATION DES CHARGES.

	G kN/m ²	Q kN/m ²
Paillasse	7.66	2.50
Palier de repos	4.87	2.50

TABLEAU III. 11 : COMBINAISON DE CHARGES.

	ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$ q_u (kN/m ²)	ELS : $q_s = G + Q$ q_s (kN/m ²)
Paillasse	14.09	10.16
Palier de repos	10.32	7.37

- $M_0 = \frac{q l^2}{8}$
- $M_t = 0,85 M_0$
- $M_a = 0,30 M_0$

TABLEAU III. 12 : LES VALEURS DES MOMENTS.

	M_{ou} (kN.m)	M_{tu} (kN.m)	M_{au} (kN.m)	M_{os} (kN.m)	M_{ts} (kN.m)	M_{as} (kN.m)
Paillasse	2,54	2,16	0,76	1,22	1,04	0,37
Palier de repos	1,86	1,58	0,56	0,88	0,75	0,27

1. Calcul de ferrailage :

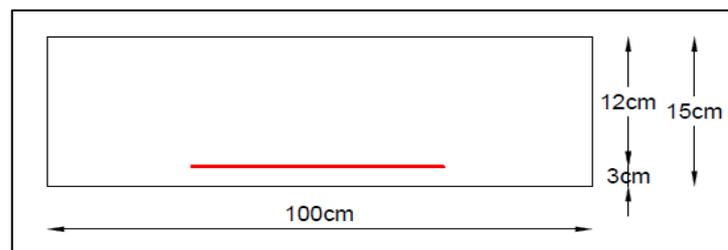


FIGURE III. 14 : SCHEMA DE LA SECTION.

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu})$
- $Z = (1 - 0,4 \alpha_u) \cdot d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

TABLEAU III. 13 : TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE EN TRAVEE ET SUR APPUIS.

		M_U (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_u (cm ²)	$A_{adopt\acute{e}e}$ (cm ²)	$A_{r\acute{e}el}$ (cm ²)
Paillasse	En travée	2,16	0,009	0,011	12,94	1,57	0,48	1,57	5HA10 = 3.93
	Sur appui	0,76	0,003	0,004	12,98		0,17		
Palier de repos	En travée	1,58	0,007	0,008	12,96	1,57	0,35	1,57	5HA10 = 3.93
	Sur appui	0,56	0,002	0,003	12,98		0,12		

2. Ferrailage à ELS :**TABLEAU III. 14 :** TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE EN TRAVEE ET SUR APPUIS.

		M_s (KN.M)	μ_{bs}	α	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{adopt\acute{e}e}$ (cm ²)	$A_{r\acute{e}el}$ (cm ²)
Paillasse	En travée	1,04	0,004	0,005	12,97	1,57	0,23	1,57	5HA10 = 3.93
	Sur appui	0,37	0,002	0,002	12,99		0,08		
Palier de repos	En travée	0,75	0,002	0,002	12,98	1,57	0,17	1,57	5HA10 = 3.93
	Sur appui	0,27	0,001	0,001	12,99		0,06		

3. Armateur de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

4. Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

❖ **Données :**

TABLEAU III. 15 : DONNES DE VERIFICATION A L'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	h (cm)	b (cm)	d (cm)	d' (cm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
Paillasse	En travée	1,04	15	100	12	3	3.93	0
	Sur appuis	0,37	15	100	12	3	3.93	0
Palier derepos	En travée	0,75	15	100	12	3	3.93	0
	Sur appuis	0,27	15	100	12	3	3.93	0

❖ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d - A_s' d') = 0$

❖ **Moment d'inertie :**

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

❖ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

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

TABLEAU III. 16 : VERIFICATION D'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON.

		y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
Paillasse	En travée	3,22	5657,23427	0,0184	0,59	15	C-V
	Sur appuis	3,22	5657,23427	0,0065	0,21	15	C-V
Palier de repos	En travée	3,22	5657,23427	0,0133	0,43	15	C-V
	Sur appuis	3,22	5657,23427	0,0044	0,14	15	C-V

5. État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3 du BAEL) :

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU III. 17 : VERIFICATION D'ETAT LIMITE D'OUVERTURE DE FISSURES.

		y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPA)	σ_{st} (MPA)	vérification
Paillasse	en travée	12,22	73788,6038	0,0506	24,22	201,63	C-V
	Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	8,62	201,63	C-V
Palier de repos	en travée	12,22	73788,6038	0,0506	17,46	201,63	C-V
	Sur appuis	14,54	102018,248	0,075	5,82	201,63	C-V

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

6. Justification vis-à-vis de sollicitation tangente :

cas de fissurations préjudiciables selon article

(A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = 8,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,07 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5$$

MPaC.V

7. Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2) :

- Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,0625 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; (M_t = M_0) ; \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{0,85}{100} = 0,085 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,93}{120 \times 12} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \text{ Condition vérifiée.}$$

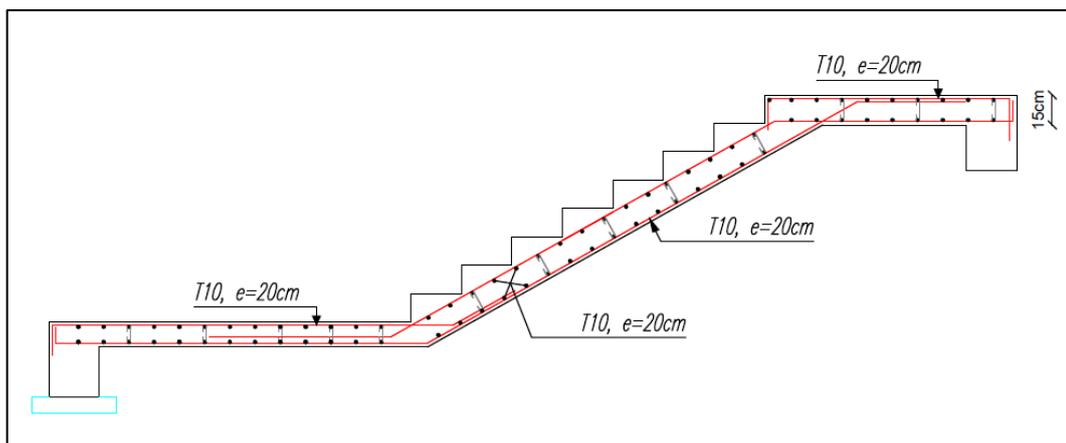
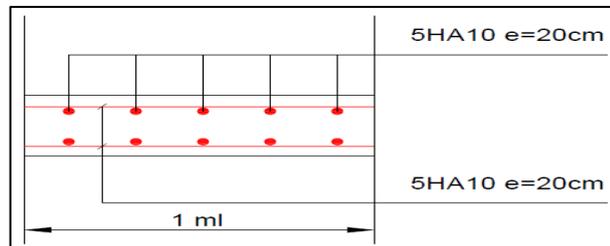


FIGURE III. 15 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER.

III.5 Plancher à corps creux

III.5.1 Méthode de calcul (Méthode forfaitaire)

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$.
- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

▪ **Vérification des conditions :**

- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \max \{2G = 12,52 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\}$ Condition vérifié.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.85}{3.60} = 1.07, \frac{3.85}{3.60} = 1.07$
..... $0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$ Condition vérifier.
- La fissuration est peu nuisible..... Condition vérifié.

Alors cette méthode est applicable.

III.5.2 Application de la méthode :

On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$$

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \text{ Dans une travée de rive.}$$

Avec :

- M_0 : le moment maximal dans la travée considérée « moment Isostatique » : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- M_w , M_e : valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche (w) et sur l'appui de droite (e) de la travée considérée.
- M_t : Le moment maximal dans la travée considérée.
- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: le rapport des charges d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitation on valeurs non pondérée.

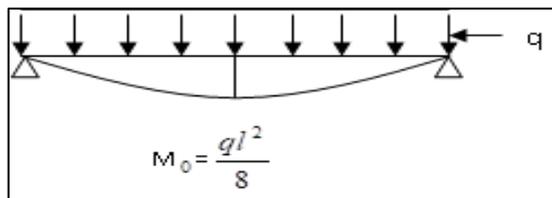
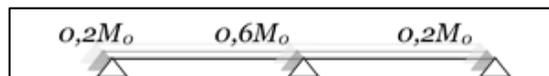


FIGURE III. 16 : LE MOMENT MAXIMAL DANS LA TRAVEE CONSIDEREE.

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

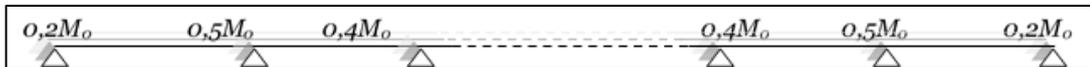
❖ Cas de 02 travées :



❖ Cas de 03 travées :



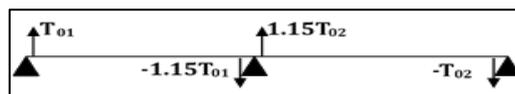
❖ Cas de plus de 03 travées :



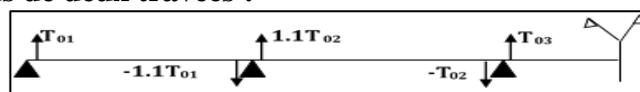
L'expression de l'effort tranchant :

- $V_u = Q_u * L / 2$ (Valeur absolue à l'effort tranchant isostatique sur l'appui).
- Soit on majore forfaitairement les efforts tranchants de la nervure de référence :
 - De 15 % pour les nervures à deux travées,
 - De 10 % pour les nervures à plus de deux travées.

❖ Cas de 02 travées :



❖ Cas de plus de deux travées :



III.5.3 Evaluation des charges

- **Plancher terrasse :**
 - Charge permanente : $G = 6.26 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 - Pour une bande de 0.65 : $G = 4.07 \text{ KN/ml}$
 - Pour une bande de 0.65 : $Q = 0.97 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant :**
 - Charge permanente : $G = 5.13 \text{ KN/m}^2$
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/ m}^2$
 - Pour une bande de 0.65 : $G = 3.34 \text{ KN/ml}$
 - Pour une bande de 0.65 : $Q = 0.97 \text{ KN/ml}$

III.5.4 Calcul des sollicitations

- **Combinaison des charges :**
 - ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $q_{ser} = G + Q$

TABLEAU III. 18 : CHARGES SUPPORTEES PAR LES POUTRELLES.

plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_u	q_{ser}
Terrasse	4.07	0.97	6.95	5.04
Etage courant	3.34	0.97	5.96	4.31

- **Calcul des coefficients :**

TABLEAU III. 19 : VALEURS DES COEFFICIENTS PLANCHER TERRASSE ET ETAGE COURANT.

Plancher	CHARGES		Coefficients
	Q	G	α
Terrasse	0.97	4.07	0.192
Etage courant	0.97	3.34	0.225

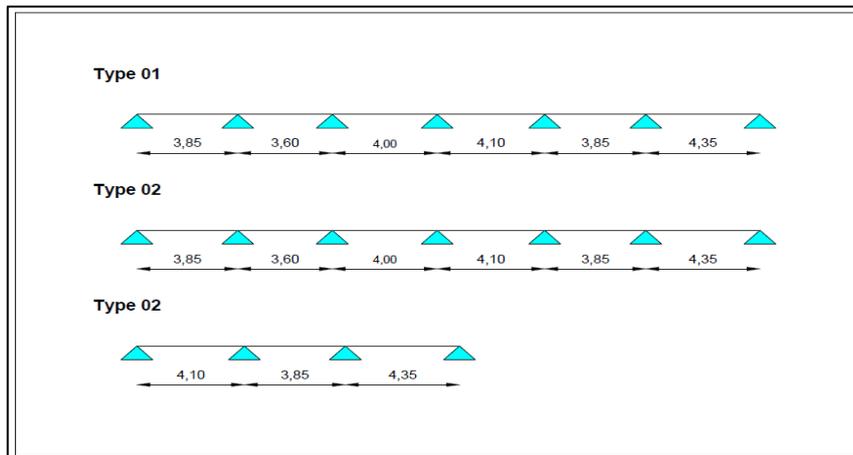


FIGURE III. 17 : SCHEMA STATIQUE DES POUTRELLES

III.5.5 Calcul des moments en appuis

TABLEAU III. 20 : LES MOMENTS STATIQUES EN APPUIS DES POUTRELLES A L'ELU.

Plancher terrasse							
CAS	qu	Travée	Valeur	M_0	$M_1 = M_6 = -0.2M_0$	$M_2 = M_5 = -0.5M_0$	$M_3 = M_4 = -0.4M_0$
ELU	6,95	Travée 1	3,85	12,88	-2,58	-5,63	-5,84
		Travée 2	3,60	11,26			
		Travée 3	4,10	14,60			
Plancher étage courant							
CAS	qu	Travée	Valeur	M_0	$M_1 = M_8 = -0.2M_0$	$M_2 = M_7 = -0.5M_0$	$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0.4M_0$
ELU	5.96	Travée 1	3,85	11,04	-2,21	-4,83	-5,01
		Travée 2	3,60	9,66			
		Travée 3	4,10	12,52			

TABLEAU III. 21 : LES MOMENTS STATIQUES EN APPUIS DES POUTRELLES A L'ELS.

Plancher terrasse							
CAS	qser	Travée	Valeur	M ₀	M ₁ = M ₈ = - 0.2M ₀	M ₂ = M ₇ = - 0.5M ₀	M ₃ = M ₄ = M ₅ = M ₆ = -0.4M ₀
ELS	5,04	Travée 1	3,85	9,34	-1,87	-4,08	-4,24
		Travée 2	3,60	8,16			
		Travée 3	4,10	10,59			

TABLEAU III. 22 : SUITE DE CALCUL LES MOMENTS STATIQUES EN APPUIS DES POUTRELLES A ELS

Plancher étage courant							
CAS	qser	Travée	Valeur	M ₀	M ₁ = M ₈ = - 0.2M ₀	M ₂ = M ₇ = - 0.5M ₀	M ₃ = M ₄ = M ₅ = M ₆ = -0.4M ₀
ELS	4,31	Travée 1	3,85	7,99	-1,60	-3,49	-3,62
		Travée 2	3,60	6,98			
		Travée 3	4,10	9,06			

III.5.6 Calcul des moments en travée

À L'ELU :

**TABLEAU III. 23 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVEE DES POUTRELLES A ELU
PLANCHER TERRASSE.**

Plancher terrasse									
CAS	Travée	α	M ₀	1.05M ₀	(1+0.3α)M ₀ ou (1.2 + 0.3α)M ₀	max {(1+0.3α)M ₀ ; 1.05M ₀ }	M _w	M _e	(M _w +M _e)/2
ELU	1	0,192	12,88	13,52	8,50	13,52	-3,52	-8,8	-6,16
	2		11,26	11,82	6,25	11,82	-8,8	-5,98	-7,39
	3		13,90	14,60	7,72	14,60	-5,98	-5,98	-5,98
	4		14,60	15,33	8,11	15,33	-5,98	-5,98	-5,98
	5		12,88	13,52	7,15	13,52	-5,98	-8,8	-7,39
	6		16,44	17,26	10,85	17,26	-8,8	-3,52	-6,16

TABLEAU III. 24 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVÉE DES POUTRELLES A ELU
 PLANCHER TERRASSE.

CAS	Travée	$[\max \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}] - [(M_w+M_e)/2]$	$(1 + 0.3\alpha)M_0 / 2$	M_t
ELU	1	19,68	8,50	19,68
	2	19,21	6,25	19,21
	3	20,58	7,72	20,58
	4	21,31	8,11	21,31
	5	20,91	7,15	20,91
	6	23,42	10,85	23,42

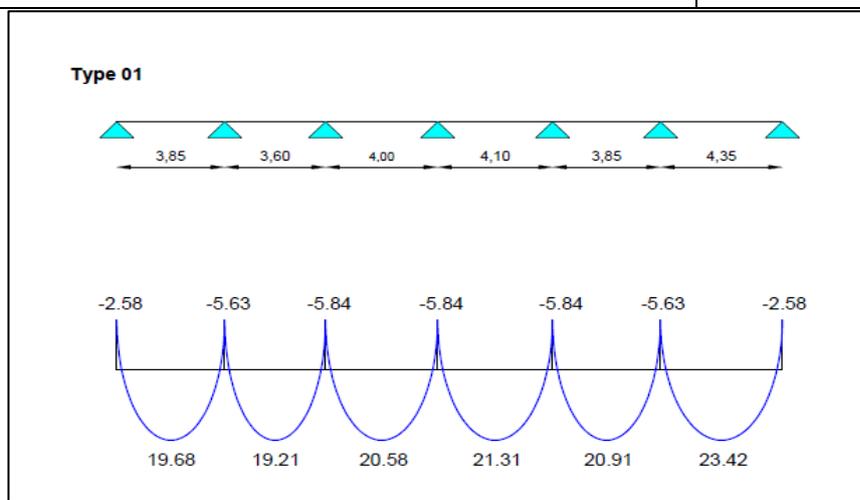


FIGURE III. 18 : LES MOMENTS STATIQUES DES POUTRELLES A ELU PLANCHER TERRASSE.

TABLEAU III. 25 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVÉE DES POUTRELLES A ELU
 PLANCHER ETAGE COURANT.

Plancher étage courant									
CAS	Travée	α	M_0	$1.05M_0$	$(1+0.3\alpha)M_0$ ou $(1.2 + 0.3\alpha)M_0$	$\max \{(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
ELU	1	0,225	11,04	11,59	7,35	11,59	-3,02	-7,54	-5,28
	2		9,66	10,14	5,41	10,14	-7,54	-5,13	-6,335
	3		11,92	12,52	6,68	12,52	-5,13	-5,13	-5,13
	4		12,52	13,15	7,02	13,15	-5,13	-5,13	-5,13
	5		11,04	11,59	6,19	11,59	-5,13	-7,54	-6,335
	6		14,10	14,80	9,38	14,80	-7,54	-3,02	-5,28

TABLEAU III. 26 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVÉE DES POUTRELLES A ELU
PLANCHER ETAGE COURANT.

CAS	Travée	$[\max \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}] - [(Mw+Me)/2]$	$(1 + 0.3\alpha)M_0 / 2$	M_t
ELU	1	16,87	7,35	16,87
	2	16,47	5,41	16,47
	3	17,65	6,68	17,65
	4	18,28	7,02	18,28
	5	17,93	6,19	17,93
	6	20,08	9,38	20,08

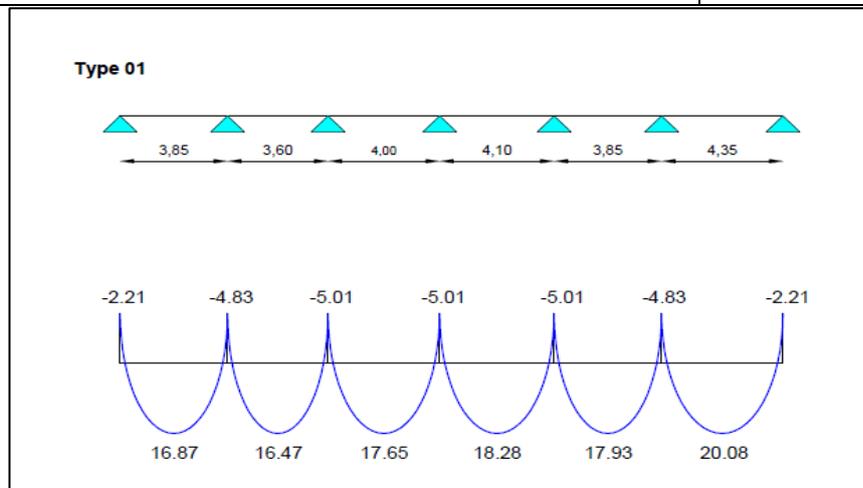


FIGURE III. 19 : LES MOMENTS STATIQUES DES POUTRELLES A ELU PLANCHER ETAGE
COURANT.

À L'ELS :

TABLEAU III. 27 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVÉE DES POUTRELLES A ELS
PLANCHER TERRASSE.

Plancher terrasse									
CAS	Travée	α	M_0	$1.05M_0$	$(1+0.3\alpha)M_0$ ou $(1.2 + 0.3\alpha)M_0$	$\max \{(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$	Mw	Me	$(Mw+Me)/2$
ELS	1	0,192	9,34	9,81	6,17	9,81	-3,52	-8,8	-6,16
	2		8,16	8,57	4,53	8,57	-8,8	-5,98	-7,39
	3		10,08	10,58	5,60	10,58	-5,98	-5,98	-5,98
	4		10,59	11,12	5,88	11,12	-5,98	-5,98	-5,98
	5		9,34	9,81	5,19	9,81	-5,98	-8,8	-7,39
	6		11,92	12,52	7,87	12,52	-8,8	-3,52	-6,16

TABLEAU III. 28 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVEE DES POUTRELLES A ELS
PLANCHER TERRASSE.

CAS	Travée	$[\max \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}] - [(M_w+M_e)/2]$	$(1 + 0.3\alpha)M_0 / 2$	M_t
ELS	1	15,97	6,17	15,97
	2	15,96	4,53	15,96
	3	16,56	5,60	16,56
	4	17,10	5,88	17,10
	5	17,20	5,19	17,20
	6	18,68	7,87	18,68

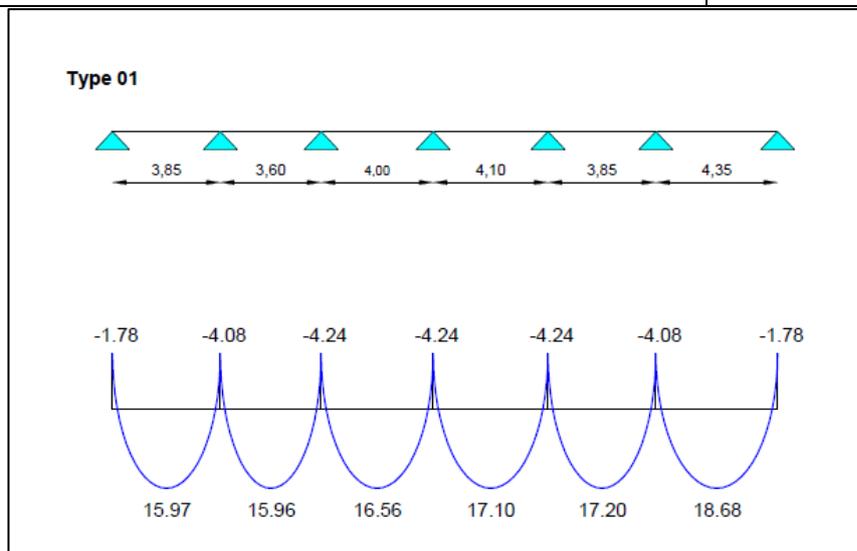


FIGURE III. 20 : LES MOMENTS STATIQUES DES POUTRELLES A ELS PLANCHER TERRASSE.

TABLEAU III. 29 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVEE DES POUTRELLES A ELS
PLANCHER ETAGE COURANT.

Plancher étage courant									
CAS	Travée	α	M_0	$1.05M_0$	$(1+0.3\alpha)M_0$ ou $(1.2 + 0.3\alpha)M_0$	$\max \{(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
ELS	1	0,225	7,99	8,38	5,31	8,38	-3,02	-7,54	-5,28
	2		6,98	7,33	3,91	7,33	-7,54	-5,13	-6,335
	3		8,62	9,05	4,83	9,05	-5,13	-5,13	-5,13
	4		9,06	9,51	5,08	9,51	-5,13	-5,13	-5,13
	5		7,99	8,38	4,48	8,38	-5,13	-7,54	-6,335
	6		10,19	10,70	6,78	10,70	-7,54	-3,02	-5,28

TABLEAU III. 30 : LES MOMENTS STATIQUES EN TRAVEE DES POUTRELLES A ELS
PLANCHER ETAGE COURANT.

CAS	Travée	$[\max \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}] - [(M_w+M_e)/2]$	$(1 + 0.3\alpha)M_0 / 2$	M_t
ELS	1	13,66	5,31	13,66
	2	13,67	3,91	13,67
	3	14,18	4,83	14,18
	4	14,64	5,08	14,64
	5	14,72	4,48	14,72
	6	15,98	6,78	15,98

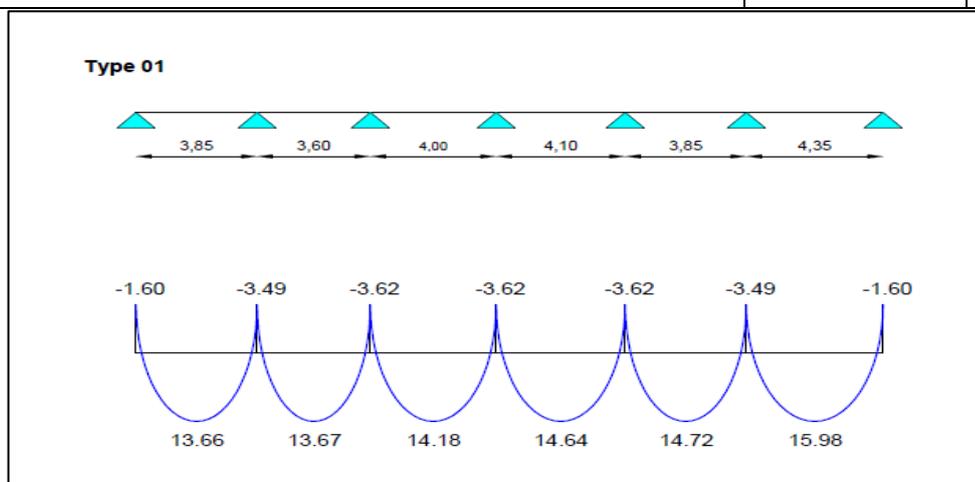


FIGURE III. 21 : LES MOMENTS STATIQUES DES POUTRELLES A ELS PLANCHER ETAGE COURANT.

III.5.7 Calcul des efforts tranchant

TABLEAU III. 31 : LES EFFORTS TRANCHANT DES POUTRELLES A ELU PLANCHER TERRASSE.

Plancher terrasse						
Travée	L(m)	qu (KN)	V	appuis	T (+)	T (-)
1	3,85	6,95	13,38	1	13,38	
2	3,6	6,95	12,51	2	13,76	-14,72
3	4	6,95	13,90	3	13,90	-13,90
4	4,1	6,95	14,25	4	14,25	-14,25
5	3,85	6,95	13,38	5	13,38	-13,38
6	4,35	6,95	15,12	6	14,72	-16,63
						-15,12

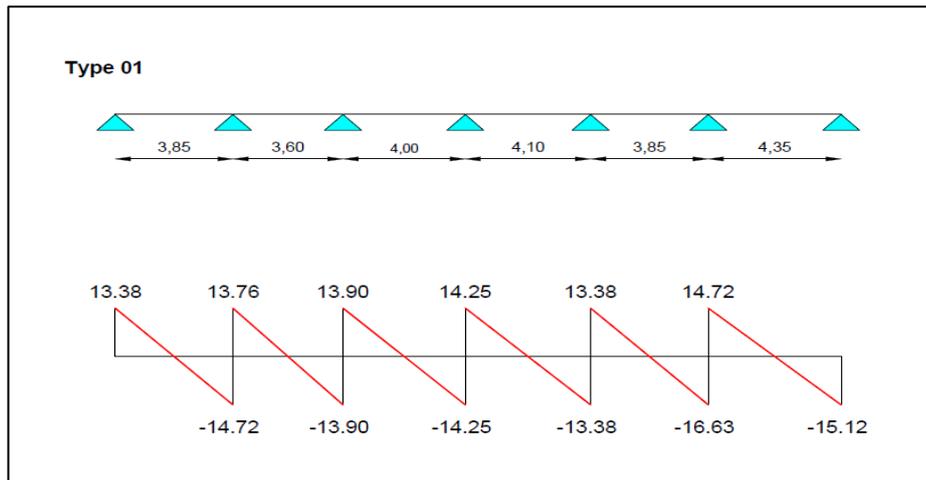


FIGURE III. 22 : LES EFFORTS TRANCHANT DES POUTRELLES A ELU PLANCHER TERRASSE.

TABLEAU III. 32 : LES EFFORTS TRANCHANT DES POUTRELLES A ELU PLANCHER ETAGE COURANT.

Plancher étage courant						
Travée	L(m)	qu (KN)	V	appuis	T (+)	T (-)
1	3,85	5,96	11,47	1	11,47	
2	3,6	5,96	10,73	2	11,80	-12,62
3	4	5,96	11,92	3	11,92	-11,92
4	4,1	5,96	12,22	4	12,22	-12,22
5	3,85	5,96	11,47	5	11,47	-11,47
6	4,35	5,96	12,96	6	12,62	-14,26
						-12,96

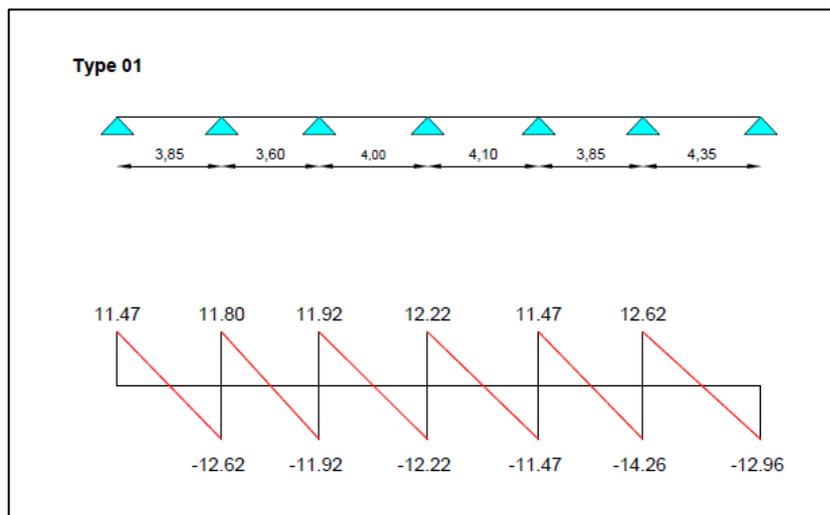


FIGURE III. 23 : LES EFFORTS TRANCHANT DES POUTRELLES A ELU PLANCHER ETAGE COURANT.

III.5.8 Détermination des armatures

Le ferrailage des planchers se fait en flexion simple.

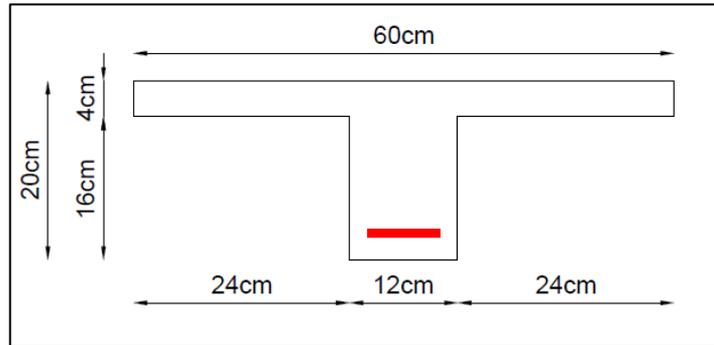


FIGURE III. 24 : SCHEMA DE LA SECTION.

- **Moment de la table de compression (BAEL91) :**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.17 - 0.02 \right) \times 10^3 = 51,12 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 23.42 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section sera calculée comme une section rectangulaire :

- ❖ **En travée: $b \times h = (60 \times 20) \text{ cm}^2$**

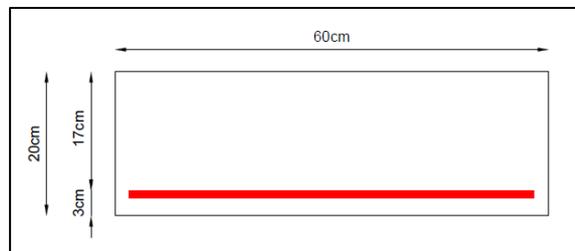


FIGURE III. 25 : SCHEMA DE LA SECTION EN TRAVÉE.

- ❖ **Sur appui: $b \times h = (10 \times 20) \text{ cm}^2$**

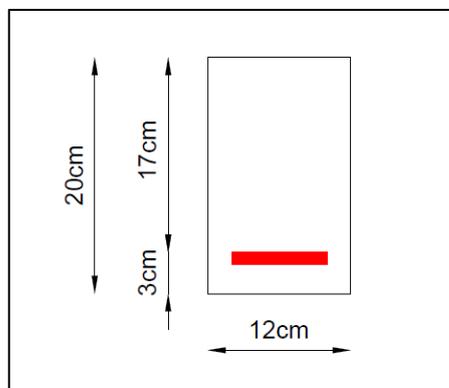


FIGURE III. 26 : SCHEMA DE LA SECTION SUR APPUIS.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u) \times d$
- $A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

TABLEAU III. 33 : CALCUL DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES

	M _U (KN.M)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{réel} (cm ²)
En travée	23,42	60	17	0,095	0,125	16,15	3,6	4,4	3HA14 = 4,62
Sur appui	-5,63	12	17	0,114	0,152	15,97	0,88	1,65	2HA14 = 3,08

III.5.8.1 Vérification des contraintes à L'ELS

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

Données :

TABLEAU III. 34 : DONNES DE VERIFICATION A L'ELS.

	MU (KN.M)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
En travée	18,68	60	20	17	3	15	2,86	0
Sur appuis	-4,24	12	20	17	3	15	0,87	0

III.5.8.2 Justification vis-à-vis de sollicitation tangente :

cas de fissurations préjudiciables selon article

(A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{16,63 \cdot 4,35}{2} = 36,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{36,17 \times 10^3}{120 \times 170} = 1,77 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5$$

MPaC.V

III.5.8.3 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2) :

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{20}{100} = 0,20 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; (M_t = M_0) ; \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{0,85}{100} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{4,4}{60 \times 17} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

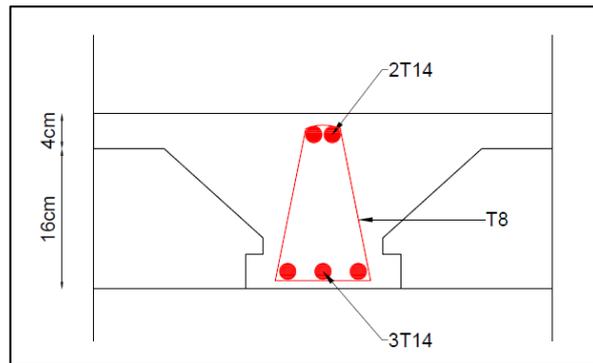


FIGURE III. 27 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE ETAGE COURANT.

III.5.8.4 La dalle mince (Table de compression) : d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 423).

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc on a choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm².

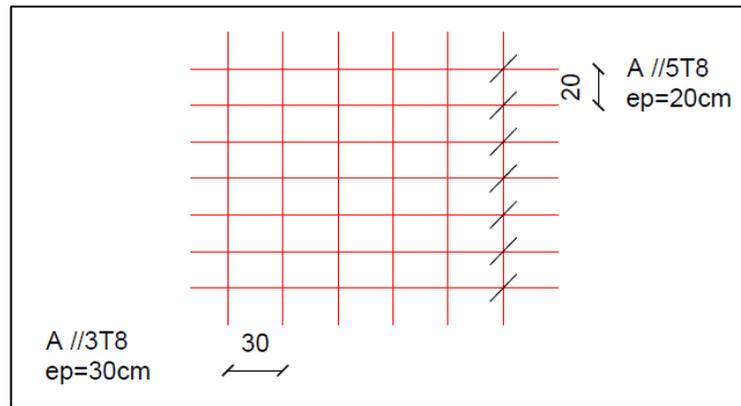


FIGURE III. 28 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.

**L'ETUDE DYNAMIQUE
EN ZONE SISMIQUE**

IV.1 Introduction

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures, afin d'éviter la ruine en cas de séisme.

IV.2 Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

IV.3 Modélisation de la structure

IV.3.1 Introduction

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS v 20.0

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

IV.3.2 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et total n DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n=6 \cdot p$.

IV.3.2.1 Les éléments de portique

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

IV.3.2.2 Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Wall éléments) à 04 nœuds.

IV.3.2.3 Le Diaphragme

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'hors plan.

IV.3.3 Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

IV.3.4 Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta\times Q)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres avec la dalle pleine est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le logiciel EATBS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.

Tel que : $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, service) {Selon l'art 4.5 des RPA 99 v2003}

IV.4 Etude sismique

IV.4.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.4.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

IV.4.2.1 La méthode statique équivalente

IV.4.2.1.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4.2.1.2 Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones 'I' et 'II' et à 30m en zones 'III'.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure **est irrégulière en plan** avec une hauteur supérieure à **10 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Tel que le nôtre.

IV.4.2.2.1 Principe

Le maximum des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales **90%**.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (\mathbf{K}) à retenir doit être tel que : $K > 3 \times \sqrt{N}$ et $T_K < 0.20 \text{ sec} \dots (4-14) \quad [1]$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

IV.4.2.2.2 Analyse spectrale

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation (ω).

Donc pour des accéléro-grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1] :

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

Représentation graphique du spectre de réponse. Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

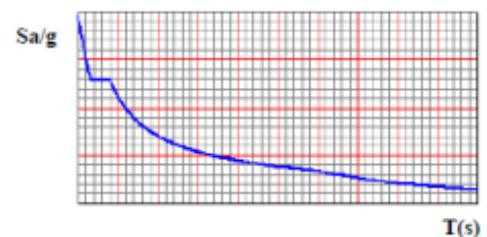


FIGURE IV. 1: SPECTRE DE REPONSE.

IV.4.3 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « $E_{x/y}$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_{x/y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [2].

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments, ...**) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0,8V}{V}$.

IV.4.3.1 Calcul de l'effort tranchant a la base par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone : **0,25** pour : - Groupe d'usage : **2**.

- Zone sismique : **III**.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site

Catégorie **S3** site meuble. [1]

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,50$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{Pour } \xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,8819$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,50}{0,583}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1,99}$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,50}{0,669}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1,82}$$

IV.4.4 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser [1]:

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

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

$C_T = 0.05$

$h_N = 31,77$ m

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

- $D_x = 24,05$ m ; $D_y = 15,48$ m.

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (31,77)^{0,75} = 0,669 \text{ sec} \quad \text{Dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $0,09 \times \frac{31,77}{\sqrt{24,05}} = 0,583 \text{ sec}$
- Suivant la direction (y-y) $0,09 \times \frac{31,77}{\sqrt{15,48}} = 0,727 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \text{Min} (0,669 ; 0,583) = 0,583 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \text{Min} (0,669 ; 0,727) = 0,669 \text{ sec}$

R : Coefficient de comportement.

Les systèmes structuraux sont classifiés en attribuant à chacun un facteur appelé « coefficient de comportement R » selon le système de contreventement. Ce coefficient reflète la ductilité des structures.

$R = 5,00$ [1]

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le [1].

TABLEAU IV. 1: FACTEUR DE QUALITE « Q ».

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2- Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	0,20		0,20	

Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,99 \times 1,20}{5} \times W = 0,119 \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,82 \times 1,20}{5} \times W = 0,109 \times W$$

IV.4.5 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée [1] :

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 \times h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^X = Rr_X \times \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = Rr_Y \times \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X - \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y - \delta_{K-1}^Y$$

Δ_K^X : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, Δ_K^Y).

δ_{eK}^X : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, δ_{eK}^Y).

IV.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle

IV.5.1 Modèle initial

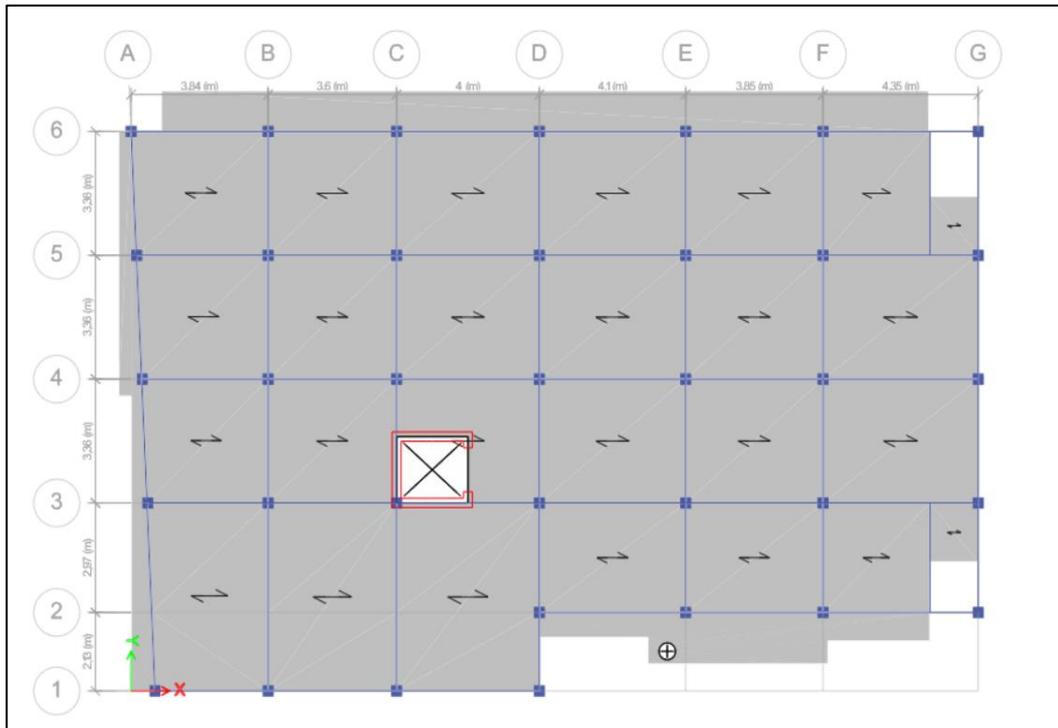


FIGURE IV. 2: MODELE INITIAL.

IV.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle

TABLEAU IV. 2: PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y	Σ R _z
1	1,485	0,1358	0,119	0,1358	0,119	0,579
2	1,291	0,2905	0,4594	0,4263	0,5784	0,5797
3	1,196	0,3273	0,1858	0,7537	0,7642	0,8144
4	0,5	0,0116	0,0245	0,7653	0,7888	0,8919
5	0,368	0,0835	0,0603	0,8487	0,849	0,8922
6	0,337	0,0406	0,0612	0,8894	0,9102	0,9379
7	0,299	0,0049	0,0065	0,8943	0,9168	0,9581
8	0,208	0,0002	0,0024	0,8945	0,9192	0,9648
9	0,179	0,0292	0,0261	0,9237	0,9453	0,9667
10	0,163	0,0246	0,017	0,9483	0,9623	0,9817
11	0,158	0,0005	0,0016	0,9489	0,9638	0,984
12	0,129	0,0003	0,0008	0,9491	0,9646	0,9859

IV.5.1.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,485$ s ;
- $K > 3 \times \sqrt{10} = 9$ et $T_0 = 0,179 < 0,20$ sec vérifiée [2]
- Le **1^{er} mode** est une rotation (**57,90%**).
- Le **2^{ème} mode** est une translation diagonale (**45,94%**).
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

IV.5.1.3 Résultantes des forces sismiques

$$W = 30862,73 \text{ kN}$$

On aura donc :

$$V_x = 3685,24 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 2948,19 \text{ kN}$$

$$V_y = 3362,11 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 2689,69 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = v_t^x = 1847,61 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad r_x = 1,60$$

$$F_2 = v_t^y = 1900,86 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad r_y = 1,42$$

On multiplie le spectre pour les deux sens par le coefficient $r_x = 1,60$ et $r_y = 1,42$.

IV.5.1.4 Vérification des déplacement inter étage

TABLEAU IV. 3: VERIFICATIONS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DU MODELE INITIAL

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
9^{ème}	4,73	23,63	5,36	26,82	1,83	2,34	3,06	Vérifiée	Vérifiée
8^{ème}	4,36	21,80	4,90	24,48	2,09	1,63	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7^{ème}	3,94	19,71	4,57	22,85	2,34	1,93	3,06	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	3,47	17,37	4,18	20,92	2,47	2,35	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	2,98	14,91	3,71	18,57	2,49	2,72	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4^{ème}	2,48	12,42	3,17	15,85	2,65	3,04	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3^{ème}	1,95	9,76	2,56	12,81	2,75	3,30	3,06	Vérifiée	Non vérifiée
2^{ème}	1,40	7,02	1,90	9,51	2,11	2,48	3,06	Vérifiée	Vérifiée
1^{er}	0,98	4,91	1,41	7,03	2,02	2,65	3,06	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,58	2,89	0,88	4,38	2,89	4,38	4,23	Vérifiée	Non Vérifiée

IV.5.1.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limitée comme suit ^[2] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (**25 MPa**).

TABEAU IV. 4: VERIFICATIONS DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DES POTEAUX.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
9 ^{ème}	169,36	30	30	0,075	Vérifiée
8 ^{ème}	325,58	30	30	0,145	Vérifiée
7 ^{ème}	481,91	30	30	0,214	Vérifiée
6 ^{ème}	638,70	30	30	0,284	Vérifiée
5 ^{ème}	796,09	30	30	0,354	Vérifiée
4 ^{ème}	954,23	30	30	0,424	Vérifiée
3 ^{ème}	1113,11	30	30	0,495	Non Vérifiée
2 ^{ème}	1274,69	35	35	0,416	Non Vérifiée
1 ^{er}	1456,94	35	35	0,476	Non Vérifiée
RDC	1646,73	35	35	0,538	Non Vérifiée

IV.5.2 Modèle final

Après plusieurs tâtonnements en nombre et disposition de voile, nous avons aboutie au modèle finale.

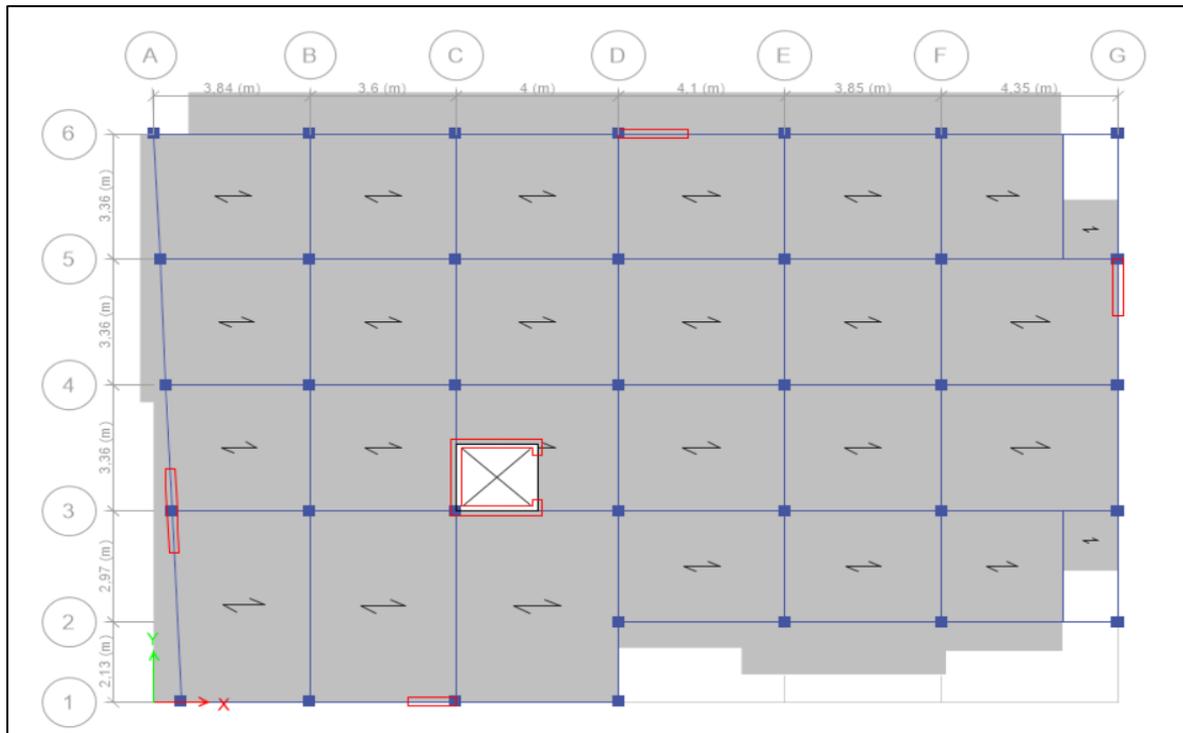


FIGURE IV. 3: MODELE FINAL.

IV.5.2.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle final

TABLEAU IV. 5: PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINAL.

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y	Σ R _z
1	1,011	0,7077	0,0113	0,7077	0,0113	0,0196
2	0,935	0,0122	0,7255	0,72	0,7368	0,02
3	0,836	0,0183	0,0001	0,7383	0,7369	0,7484
4	0,315	0,1157	0,011	0,854	0,7479	0,7607
5	0,301	0,021	0,1154	0,875	0,8633	0,7721
6	0,262	0,0054	0,0249	0,8804	0,8882	0,8842
7	0,161	0,0105	0,027	0,8909	0,9151	0,8994
8	0,148	0,0455	0,0127	0,9364	0,9279	0,8998
9	0,127	0,0023	0,0172	0,9388	0,9451	0,9381
10	0,102	0,002	0,0153	0,9407	0,9603	0,9467
11	0,09	0,0252	0,0034	0,9659	0,9638	0,9468
12	0,077	0,0019	0,01	0,9678	0,9738	0,9624

IV.5.2.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,01 \text{ s}$;
- $K > 3 \times \sqrt{10} = 9$ et $T_g = 0,127 < 0,20 \text{ sec}$ **vérifiée** [1]
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques

$$W = 33951,60 \text{ kN}$$

On aura donc :

$$V_x = 3510,93 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 2808,74 \text{ kN}$$

$$V_y = 3203,08 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 2562,47 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_t^x = 2867,41 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2564,42 \text{ kN}$$

IV.5.2.4 Vérification des déplacement inter étage

TABLEAU IV. 6: VERIFICATIONS DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DU MODELE FINAL.

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^X (cm)	δ_K^Y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
9^{ème}	4,33	3,08	21,63	15,38	1,82	1,34	3,06	Vérifiée	Vérifiée
8^{ème}	3,96	2,81	19,81	14,04	2,08	1,47	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7^{ème}	3,55	2,51	17,73	12,56	2,22	1,57	3,06	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	3,10	2,20	15,50	10,99	2,43	1,70	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	2,61	1,86	13,07	9,29	2,47	1,70	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4^{ème}	2,12	1,52	10,60	7,60	2,56	1,74	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3^{ème}	1,61	1,17	8,03	5,86	2,46	1,67	3,06	Vérifiée	Vérifiée
2^{ème}	1,12	0,84	5,58	4,19	2,31	1,63	3,06	Vérifiée	Vérifiée
1^{er}	0,65	0,51	3,26	2,56	1,88	1,41	3,06	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,28	0,23	1,38	1,15	1,38	1,15	4,23	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limite comme suit [1] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (**25 MPa**).

TABLEAU IV. 7: VERIFICATIONS DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DES POTEAUX.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
9 ^{ème}	174,18	30	30	0,077	Vérifiée
8 ^{ème}	335,76	30	30	0,149	Vérifiée
7 ^{ème}	498,16	35	35	0,163	Vérifiée
6 ^{ème}	659,31	35	35	0,215	Vérifiée
5 ^{ème}	822,99	40	40	0,206	Vérifiée
4 ^{ème}	986,30	40	40	0,247	Vérifiée
3 ^{ème}	1153,70	45	45	0,228	Vérifiée
2 ^{ème}	1321,42	45	45	0,261	Vérifiée
1 ^{er}	1539,54	50	50	0,246	Vérifiée
RDC	1791,46	50	50	0,287	Vérifiée

IV.5.2.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

L'effet du second ordre représente le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du **2^e ordre** (ou **effet P-Δ**) peuvent être négligés 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'exploitations associées au-dessus du niveau.

$$P_k = Q = 1 + \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

H_k : Hauteur d'étage K.

TABLEAU IV. 8: VERIFICATION DE L'EFFET P- Δ DU MODELE FINAL

Etage	h_k (m)	P_k (kN)	Δ_K^x (cm)	$V_{k \text{ x-x}}$ (kN)	Δ_K^y (cm)	$V_{k \text{ y-y}}$ (kN)	θ_k^x	θ_k^y	Observation
9 ^{ème}	3,06	3490,11	1,82	643,90	1,34	550,44	0,032	0,028	Vérifiée
8 ^{ème}	3,06	6665,96	2,08	1098,46	1,47	968,97	0,041	0,033	Vérifiée
7 ^{ème}	3,06	9922,26	2,22	1466,89	1,57	1308,16	0,049	0,039	Vérifiée
6 ^{ème}	3,06	13178,57	2,43	1783,26	1,70	1595,89	0,059	0,046	Vérifiée
5 ^{ème}	3,06	16529,09	2,47	2048,79	1,70	1839,36	0,065	0,050	Vérifiée
4 ^{ème}	3,06	19879,61	2,56	2290,73	1,74	2056,66	0,073	0,055	Vérifiée
3 ^{ème}	3,06	23245,93	2,46	2497,08	1,67	2239,23	0,075	0,057	Vérifiée
2 ^{ème}	3,06	26612,25	2,31	2662,88	1,63	2386,52	0,076	0,059	Vérifiée
1 ^{er}	3,06	30103,52	1,88	2789,97	1,41	2496,85	0,066	0,056	Vérifiée
RDC	4,23	33951,60	1,38	2867,41	1,15	2564,42	0,039	0,036	Vérifiée

Les résultats obtenus vérifient les conditions $\theta_x < 0,1$ et $\theta_y < 0,1$, par conséquent les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.5.2.7 Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement portique contreventés par des voiles (système 4.a) ainsi définie par l'**RPA99 v2003**, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et on considère que les portiques ne reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

TABLEAU IV. 9 : LE POURCENTAGE DES CHARGES REPRIS SUR LES VOILES ET LES PORTIQUES

		Totale (kN)	Voile (kN)	Portique (kN)	Voile (%)	Portique (%)
9 ^{ème} étage	Vx	643,90	225,49	418,41	35,02	64,98
	Vy	550,44	150,97	399,47	27,43	72,57
8 ^{ème} étage	Vx	1098,46	501,10	597,36	45,62	54,38
	Vy	968,97	445,56	523,41	45,98	54,02
7 ^{ème} étage	Vx	1466,89	451,67	1015,22	30,79	69,21
	Vy	1308,16	406,29	901,87	31,06	68,94
6 ^{ème} étage	Vx	1783,26	769,23	1014,02	43,14	56,86
	Vy	1595,89	677,23	918,66	42,44	57,56
5 ^{ème} étage	Vx	2048,79	609,18	1439,60	29,73	70,27
	Vy	1839,36	536,38	1302,98	29,16	70,84
4 ^{ème} étage	Vx	2290,73	934,29	1356,43	40,79	59,21
	Vy	2056,66	809,27	1247,39	39,35	60,65
3 ^{ème} étage	Vx	2497,08	834,13	1662,94	33,40	66,60
	Vy	2239,23	698,11	1541,11	31,18	68,82
2 ^{ème} étage	Vx	2662,88	1184,87	1478,01	44,50	55,50
	Vy	2386,52	984,57	1401,95	41,26	58,74
1 ^{er} étage	Vx	2789,97	1220,58	1569,39	43,75	56,25
	Vy	2496,85	963,26	1533,60	38,58	61,42
RDC	Vx	2867,41	2132,74	734,67	74,38	25,62
	Vy	2564,42	1747,76	816,66	68,15	31,85
P		33951,60	6713,30	27238,31	19,77	80,23

IV.6 Conclusion

- Le modèle final vérifié les conditions imposées par « **RPA 99 modifié 2003** ».
- Dans la vérification aux déplacements inter-étages on essaie de faire un équilibre entre la sécurité et l'économie afin que notre structure vérifie les critères de résistance sans qu'elle soit trop rigide.
- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5,0$) est justifié.

**FERRAILLAGE DES
ELEMENT PRINCIPAUX**

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une **flexion composée** due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant

« **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

TABLEAU V. 1: CONTRAINTES DU BETON ET DE L'ACIER.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15		18,48	1		500

V.2.2 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable :

- ELU $1,35G+1,5Q$
- ELS $G+Q$

Situation accidentelle :

- ELU $G+Q+E$
- ELU $0,8G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

E : actions sismiques

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{\max}^{\text{compression}}, M^{\text{correspondant}}$.
- $N_{\max}^{\text{Traction}}, M^{\text{correspondant}}$.
- $N^{\text{correspondant}}, M_{\max}$.
- $N_{\min} \sim 0, M^{\text{correspondant}}$.

V.2.3 Recommandations du « BAEL91 modif 99 »

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (} U: \text{perimètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

V.2.4 Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de $\varnothing_l = 12 \text{ mm}$
- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_l$. (Zone III) [1].
- L'espace entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

- h_e : la hauteur d'étage.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

V.2.5 Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par logiciel **SOCOTEC v1.02**.

V.2.5.1 Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

V.2.6 Calcul du ferrailage

TABLEAU V. 2: CALCUL DU FERRAILLAGE DES POTEAUX.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	A _s SOCOTEC (cm ²)
RDC + 1^{er} (50x50)	N _{max} ⁻	1791,46	S.D. T	0
	M ^{corr}	20,20		
	N _{max} ⁺	474,56	S. A	8,71
	M ^{corr}	89,27		
	M _{max}	173,41	S. A	0
	N ^{corr}	1415,59 ⁽⁻⁾		
	N _{min}	10,31	S. A	5,43
	M ^{corr}	122,56		
2^{ème} + 3^{ème} (45x45)	N _{max} ⁻	1321,42	S.D. T	0
	M ^{corr}	2,81		
	N _{max} ⁺	258,57	S. A	8,59
	M ^{corr}	122,47		
	M _{max}	169,24	S. A	1,07
	N ^{corr}	902,91 ⁽⁻⁾		
	N _{min}	3,54	S. A	6,22
	M ^{corr}	125,47		
4^{ème} + 5^{ème} (40x40)	N _{max} ⁻	986,30	S.D. T	0
	M ^{corr}	3,64		
	N _{max} ⁺	139,60	S. A	4,84
	M ^{corr}	62,09		
	M _{max}	146,71	S. A	4,02
	N ^{corr}	555,69 ⁽⁻⁾		
	N _{min}	16,65	S. A	7,15
	M ^{corr}	122,61		
6^{ème} + 7^{ème} (35x35)	N _{max} ⁻	659,31	S.D. T	0
	M ^{corr}	3,77		
	N _{max} ⁺	60,37	S. A	3,67
	M ^{corr}	47,82		
	M _{max}	108,45	S. A	4,96
	N ^{corr}	291,57 ⁽⁻⁾		
	N _{min}	8,99 ⁽⁻⁾	S. A	5,32
	M ^{corr}	82,07		

TABLEAU V. 3 : SUITE DE CALCUL DU FERRAILLAGE DES POTEAUX.

8^{ème} + 9^{ème} (30x30)	Nmax ⁻	335,76	S.D. T	0
	M ^{corr}	3,25		
	Nmax ⁺	7,59	S. A	2,25
	M ^{corr}	28,76		
	Mmax	68,46	S. A	4,71
	N ^{corr}	90,74 ⁽⁻⁾		
	Nmin	3,39 ⁽⁻⁾	S. A	2,34
	M ^{corr}	31,39		

NB : les valeurs positives (+) signifient que l'effort est un effort de **traction**.

Les valeurs négatives (-) signifient que l'effort est un effort de **compression**.

S.D.T : Situation durable et transitoire.

S.A : Situation accidentelle

TABLEAU V. 4: POURCENTAGE D'ARMATURES MINIMAL.

Niveau (b×h) cm ²	As min BAEL (cm ²)		As min RPA (cm ²)	As max	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C = 3%B	Z.R = 6%B
RDC + 1^{er} (50x50)	8	5	22,50	75	150
2^{ème} + 3^{ème} (45x45)	7,2	4,05	18,225	60,75	121,5
4^{ème} + 5^{ème} (40x40)	6,4	3,2	14,40	48	96
6^{ème} + 7^{ème} (35x35)	5,6	2,45	11,025	36,75	73,5
8^{ème} + 9^{ème} (30x30)	4,8	1,8	8,10	27	54

V.2.7 Choix des armatures

TABLEAU V. 5: CHOIX D'ARMATURES VERTICALES DES POTEAUX.

Niveau (b×h) cm ²	A _S cal (cm ²)	Choix d'un coté	Espacement e _v = e _h >3,75	A _S adp (cm ²)	As min (cm ²)	Choix de la section	A _S tot (cm ²)
RDC + 1 ^{er} (50x50)	8,71	5T16	17,70	10,05	22,50	12T16	24,13
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (45x45)	8,59	2T16+3T14	15,20	8,64	18,225	4T16+8T14	20,36
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (40x40)	7,15	5T14	13,10	7,70	14,40	12T14	18,74
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (35x35)	5,32	2T14+2T12	7,20	5,34	11,025	4T14+8T12	15,21
8 ^{ème} + 9 ^{ème} (30x30)	4,71	2T14+2T12	5,53	5,34	8,10	4T14+8T12	15,21

V.2.8 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

TABLEAU V. 6: VERIFICATION DES CONTRAINTES DES POTEAUX (N MAX, M CORR).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σs	σbc	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N _{max}	M _{Corr}						
RDC + 1 ^{er} (50x50)	N _{max}	1303,24	SEC	75,4	5,08	250	15	OK
	M _{Corr}	14,73						
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (45x45)	N _{max}	961,78	SEC	63,2	4,23	250	15	OK
	M _{Corr}	2,04						
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (40x40)	N _{max}	717,94	SEC	59,6	3,99	250	15	OK
	M _{Corr}	2,65						
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (35x35)	N _{max}	480,12	SEC	53,1	3,58	250	15	OK
	M _{Corr}	2,74						
8 ^{ème} + 9 ^{ème} (30x30)	N _{max}	244,90	SEC	36,9	2,51	250	15	OK
	M _{Corr}	2,36						

TABLEAU V. 7: VERIFICATION DES CONTRAINTES DES POTEAUX (M MAX, N CORR).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σs	σbc	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N _{Corr}	M _{max}						
RDC + 1 ^{er} (50x50)	N _{Corr}	30,57	SPC	147,1	4,15	250	15	OK
	M _{max}	83,50						
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (45x45)	N _{Corr}	802,68	SEC	76,2	5,28	250	15	OK
	M _{max}	37,94						
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (40x40)	N _{Corr}	368,62	SEC	56,6	4,03	250	15	OK
	M _{max}	31,00						
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (35x35)	N _{Corr}	215,37	SPC	64,8	4,86	250	15	OK
	M _{max}	30,24						
8 ^{ème} + 9 ^{ème} (30x30)	N _{Corr}	71,59	SPC	59	4,9	250	15	OK
	M _{max}	23,88						

NB : les valeurs des contraintes sont en MPa.

V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

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

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.
- $\overline{\tau_u}$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le « BAEL91 modif 99 » :

$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$ Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le « RPA99 modif 2003 » :

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élanement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ si l'élanement } \lambda_g < 5$$

Avec :

- λ_g : L'élanement du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- L_f : Longueur de flambement.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

TABEAU V. 8: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DES POTEAUX.

Niveau (b × h) cm ²	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}^{\text{RPA}}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}^{\text{BAEL}}$ (MPa)	Observation
RDC + 1^{er} (50x50)	119,21	0,50	5,92	0,075	1,88	2,5	OK
			4,28	0,04	1		
2^{ème} + 3^{ème} (45x45)	116,78	0,61	4,76	0,04	1	2,5	OK
4^{ème} + 5^{ème} (40x40)	97,48	0,65	5,36	0,075	1,88	2,5	OK
6^{ème} + 7^{ème} (35x35)	68,37	0,60	6,12	0,075	1,88	2,5	OK
8^{ème} + 9^{ème} (30x30)	40,83	0,49	7,14	0,075	1,88	2,5	OK

V.2.10 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \emptyset t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \emptyset l \right) \\ \frac{At \times fe}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- $\emptyset t$: Diamètre des armatures transversales.
- $\emptyset l$: Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times fe}$$

Avec :

- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- fe : 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 : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq 10$ Zone nodale (zone III).
- $St \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\emptyset l)$ Zone courante (zone III).

Le pourcentage d'armatures transversales minimal $\frac{At}{St \times b}$ est donné par :

0,3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élancement $\lambda_g < 3$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%.

TABLEAU V. 9: ESPACEMENT DES CADRES DES POTEAUX.

Niveau (b × h) cm ²	Ferrailage Longitudinal	Ø _l (mm)	St (cm)	
			Z. N	Z. C
RDC + 1 ^{er} (50x50)	12T16	16	10	15
1 ^{er} + 2 ^{ème} (45x45)	4T16+8T14	16 ; 14	10	15
3 ^{ème} + 5 ^{ème} (40x40)	12T14	14	10	15
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (35x35)	4T14+8T12	14 ; 12	10	15
8 ^{ème} + 9 ^{ème} (30x30)	4T14+8T12	14 ; 12	10	15

TABLEAU V. 10: CHOIX D'ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX.

Niveau (b × h) cm ²	Zone	St (cm)	T _u ^{max} (kN)	λ g	At ^{cal} (cm ²)	Choix	At ^{adp} (cm ²)
RDC + 1 ^{er} (50x50)	Z. N	10	119,21	5,92	1,19	4T10	3,14
					1,79		
	Z. C	15		4,28	1,79		
					2,68		
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (45x45)	Z. N	10	116,78	4,76	1,95	4T10	3,14
	Z. C	15			2,92		
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (40x40)	Z. N	10	97,48	5,36	1,22	4T8	2,01
	Z. C	15			1,83		
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (35x35)	Z. N	10	68,37	6,12	0,98	4T8	2,01
	Z. C	15			1,47		
8 ^{ème} + 9 ^{ème} (30x30)	Z. N	10	40,83	7,14	0,68	4T8	2,01
	Z. C	15			1,02		

V.2.11 Longueur de recouvrement

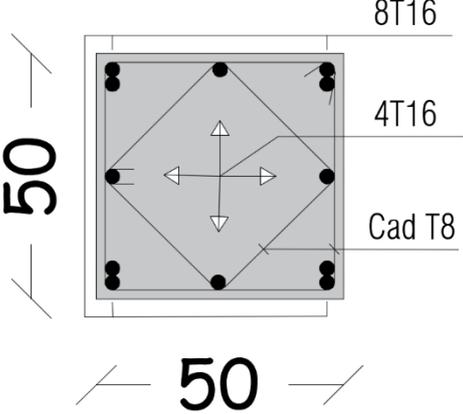
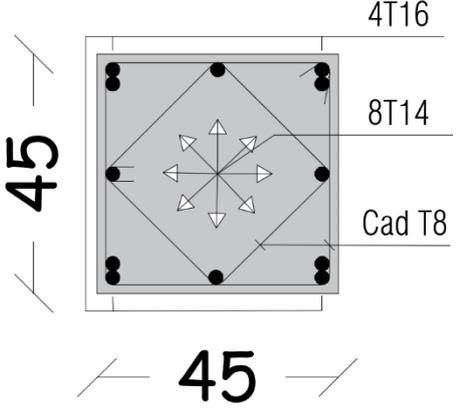
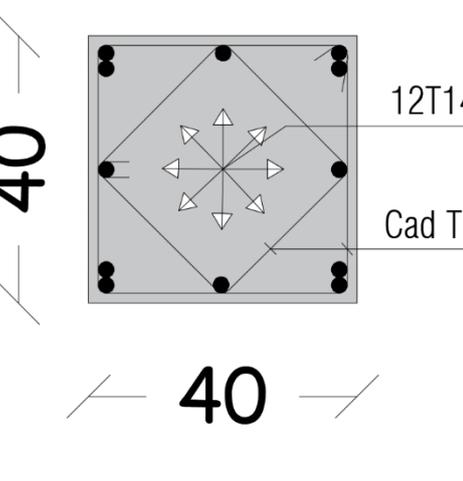
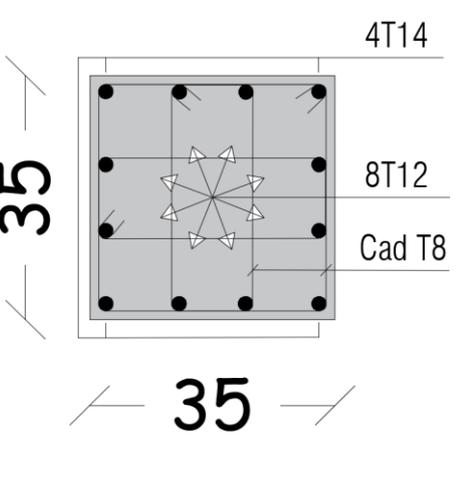
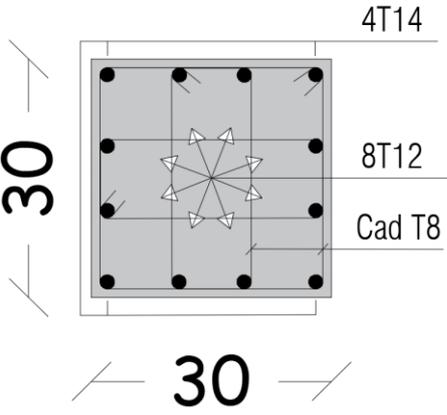
La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \text{Ø}l$ (zone III) [1].

T12 : $L_r = 60$ cm

T14 : $L_r = 70$ cm

T16 : $L_r = 80$ cm

TABLEAU V. 11: SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE POTEAUX.

 <p>8T16 4T16 Cad T8</p> <p>50</p> <p>50</p>	 <p>4T16 8T14 Cad T8</p> <p>45</p> <p>45</p>
<p>Poteau RDC + 1^{er}</p>	<p>Poteau 2^{ème} + 3^{ème}</p>
 <p>12T14 Cad T8</p> <p>40</p> <p>40</p>	 <p>4T14 8T12 Cad T8</p> <p>35</p> <p>35</p>
<p>Poteau 4^{ème} + 5^{ème}</p>	<p>Poteau 6^{ème} + 7^{ème}</p>
 <p>4T14 8T12 Cad T8</p> <p>30</p> <p>30</p>	
<p>Poteau 8^{ème} + 9^{ème}</p>	

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

V.3.2 Les combinaisons d'actions

Mêmes combinaisons que celles énoncées en §. V.2.2.

V.3.3 Recommandations des règlements

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section [1].
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III [1].
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times St \times b$
Avec :
b : largeur de la poutre.
St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) & Z. N \\ St \leq \frac{h}{4} & Z. C \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

\varnothing : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

V.3.4 Calcul du ferrailage

La structure ne comporte deux type du poutre :

Poutre principale 30 x 45.

Poutre secondaire 30 x 40.

Les poutres travaillent en flexion simple.

A_s : Section d'armatures tendus.

A_s' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et le choix d'armatures calculées par (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans .

TABLEAU V. 12 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIR.

Section	Situation	Position	M max (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)	As max (Z.R)
30x45	S.D. T	Appui	96,96	0	5,97	6,75	54	81
		Travée	63,81	3,81	0			
	S. A	Appui	165,95	0	9,15			
		Travée	64,39	3,30	0			
30x40	S.D. T	Appui	51,96	0	3,50	6,00	48	72
		Travée	54,51	3,68	0			
	S. A	Appui	132,80	0	8,26			
		Travée	48,52	2,80	0			

TABLEAU V. 13 : CHOIX D' ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES

Section	Position	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
30x45	Appui	6T14	9,24
	Travée	6T12	6,79
30x40	Appui	6T14	9,24
	Travée	6T12	6,79

V.3.5 Vérifications

V.3.5.1 Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,17 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire})$$

En travée : A travée = 6,79 cm² > A_{min s} = 1,17 cm² Vérifiée.

Sur appui : A appui = 9,24 cm² > A_{min s} = 1,17 cm² Vérifiée.

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,04 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

En travée : $A_{travée} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 1,04 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

Sur appui : $A_{appui} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 1,04 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

V.3.5.2 Espacement

- **Poutre secondaire**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 1,2}{2} = 9,2 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 9,2 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$

Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 1,4}{2} = 8,9 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,9 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$

Vérifiée.

- **Poutre principale**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4,5 - 3 \times 1,2}{2} = 8,7 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,7 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$

Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4,5 - 3 \times 1,4}{2} = 8,4 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,4 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$

Vérifiée.

V.3.5.3 Effort tranchant

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

- **Poutre secondaire**

$$T_u = 86,78 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,80 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

• **Poutre principale**

$T_u = 128,28 \text{ kn}$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 1,06 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa}$

Vérifiée.

Selon le BAEL

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_c}{0,8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Selon les RPA

$$\begin{cases} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \quad \text{Z. N.} \\ St \leq \frac{h}{4} \quad \text{Z. C.} \end{cases}$$

TABLEAU V. 14 : CONTRAINTE TANGENTIELLE ET FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POUTRES.

Section	Tu (kN)	τ_u (Mpa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
			Z. N	Z.C		
30x45	128,28	1,06	10	10	0,9	4T8
30x40	86,78	0,80	10	10	0,9	4T8

V.3.5.4 Contraintes à l'E.L. S

TABLEAU V. 15 : VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES A L'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
30x45	Appui	70,82	250	214,4	7,89	15	OK
	Travée	30,46		123,6	3,64		OK
30x40	Appui	81,28	250	278,2	10,9	15	NO
	Travée	83,57		383	12		NO

Remarque:

Lorsque la vérification à l'ELS n'est pas vérifiée on va augmenter la section d'acier dans les positions qui n'est pas vérifiée.

TABLEAU V. 16 : RE VERIFICATION DE POUTRE SECONDAIRE A L'ELS

Section (cm ²)	Position	A _s vérifier (cm ²)	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
30x40	Appui	3T16+3T14	81,28	250	242,6	10,2	15	OK
	Travée	3T16+3T14	83,57		248,2	9,93		OK

V.3.5.5 Flèche

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

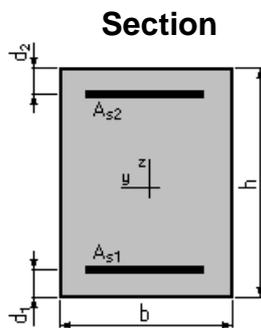
f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

- **Flèche de la poutre secondaire à la flexion simple**

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

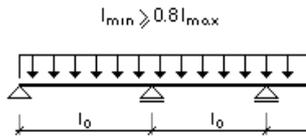
$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

Schéma statique



$$l_0 = 4,35 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0,80$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 19,85 \text{ (kN*m)}$
 Moment dû à la charge totale : $M_p = 21,70 \text{ (kN*m)}$
 Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 15,88 \text{ (kN*m)}$

Section des armatures :

$A_{s1} = 10,65 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $A_{s2} = 6,003 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Densité du ferrailage : $\rho = 1,54 \text{ (\%)}\text{}$
 Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}\text{}$

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 1,1 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500,00 = 8,7 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 1,3$	0,17	58,9
$f_{gi} = 0,5$	0,17	58,9
$f_{pi} = 0,6$	0,21	64,4
$f_{ji} = 0,3$	0,00	16,2

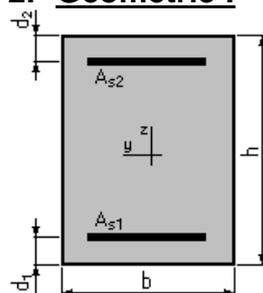
Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 223203,4 \text{ (cm}^4\text{)}$
 $\lambda_i = 2,13$

• Flèche de la poutre principale à la flexion simple

1. Hypothèse :

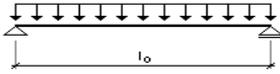
- Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$
- Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d_1 = 4,5$ (cm)
 $d_2 = 4,5$ (cm)

Schéma statique



$l_0 = 5,1$ (m)

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0,80$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :		$M_g = 39,02$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 44,20$	(kN*m)	
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 31,22$	(kN*m)	

Section des armatures :

$A_{S1} = 6,8$ (cm ²)			
$A_{S2} = 4,6$ (cm ²)			
Densité du ferrailage :	ρ	= 0,94	(%)
Densité du ferrailage minimale :	ρ_{\min}	= 0,10	(%)

4. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 2,9$ (mm) < $f_{adm} = (l_0 / 1000) + 5 = 10,1$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 3,8$	0,35	158,3
$f_{gi} = 2,0$	0,35	158,3
$f_{pi} = 2,4$	0,40	179,4
$f_{ji} = 1,3$	0,25	126,7

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 283039,4$ (cm⁴)
 $\lambda_i = 3,76$

V.3.1.1 Arrêt des barres

Armatures inférieures tendues : $X \leq \frac{L}{10}$ pour $L = \text{Max (Droite ; Gauche)}$.

Armatures tendues supérieures :

$$X \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **Poutre secondaire :**

Armatures inferieurs tendues :

$L_{\text{droite}} = 4,35 \text{ m}$ $L_{\text{Gauche}} = 3,85 \text{ m}$ donc : $X \leq 0,435 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 1,095 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 0,87 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

• **Poutre principale :**

Armatures inferieurs tendues :

$L_{\text{droite}} = 5,10 \text{ m}$ $L_{\text{Gauche}} = 3,36 \text{ m}$ donc : $X \leq 0,510 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 1,275 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 0,672 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

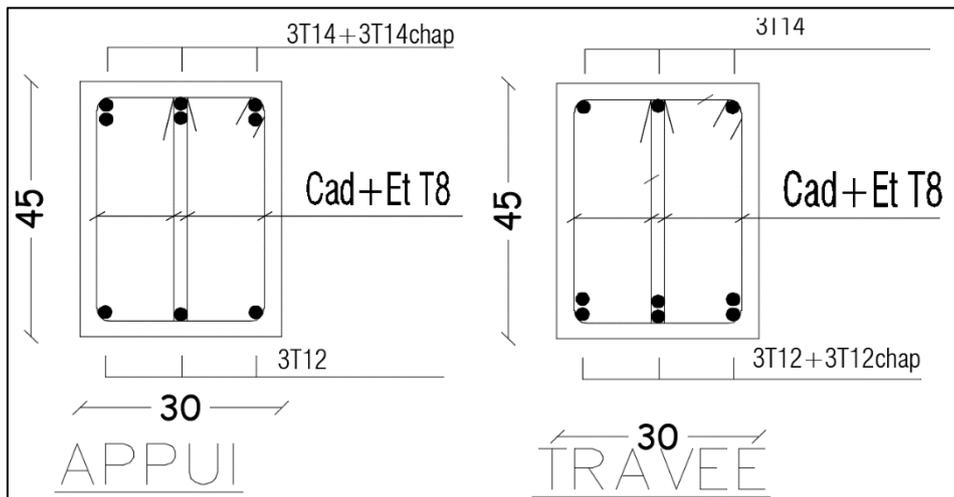


FIGURE V. 1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

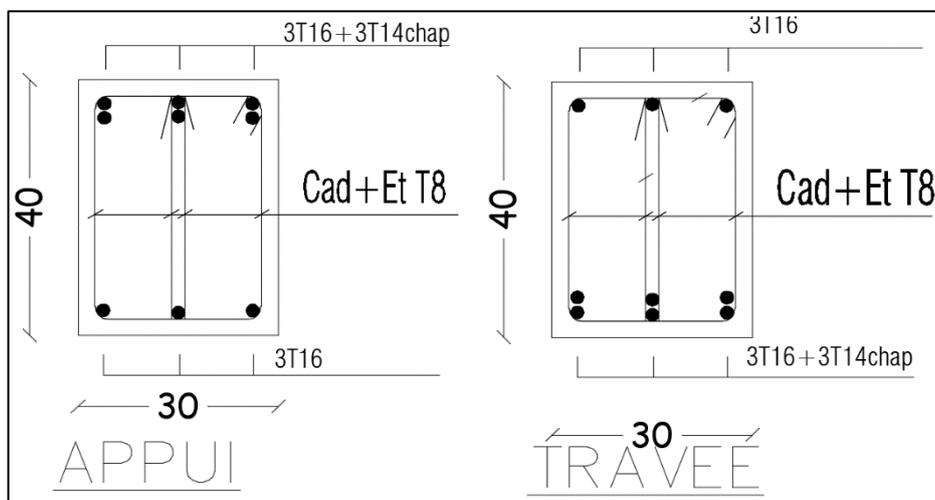


FIGURE V. 2 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1 Voiles pleins :

○ Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

○ **Armature horizontale :**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

○ **Règles communes :**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/version 2003** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- 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 de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

V.4.2 Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

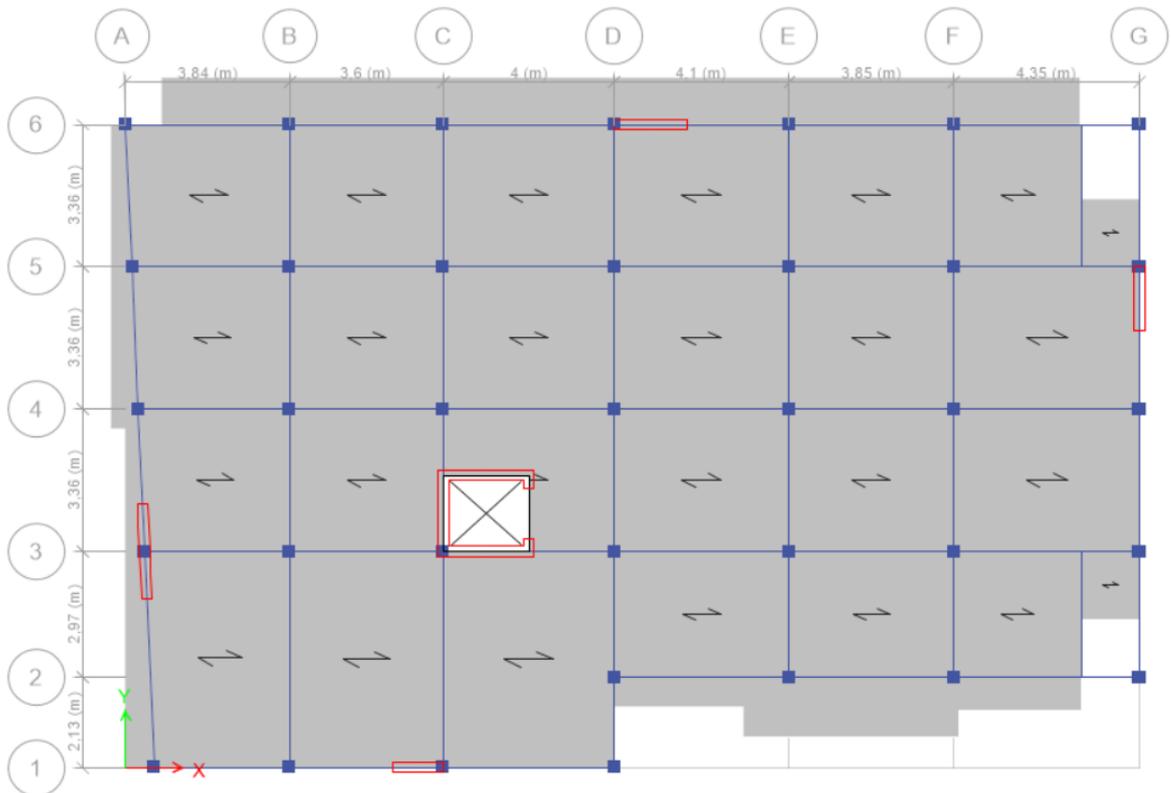


FIGURE V. 3 : DISPOSITION DES VOILES AVEC NUMEROTATION

V.4.3 Ferrailage vertical

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (**méthode de Navier-Bernoulli**) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

Y_{max} : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier 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 RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% . e . L$).

○ **Deuxième 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 $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) . \frac{L}{2} . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec A_v

○ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue $F_t = \frac{1}{2} . \sigma_2 . L_t . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

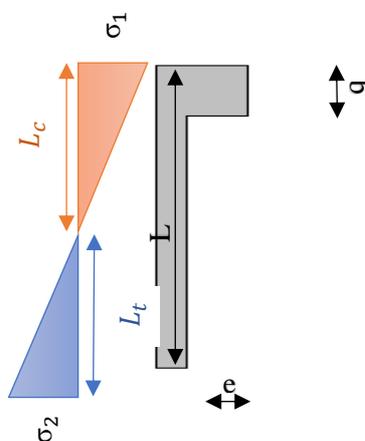
On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec A_v

V.4.4 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 1,20 m, e = 0,20m, b = 50$) du RDC



○ **Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)**

$$M = 715,76 \text{ KN.m}$$

$$N = -55,19 \text{ KN}$$

○ **Caractéristiques géométriques :**

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

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$\Omega = L \times e = 1,20 \times 0,2 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1}}{\Omega_1} = \frac{0,24 \times 0,60}{0,24} = 0,60 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0,60 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{e \times L^3}{12} \right)$$

$$I = 0,03 \text{ m}^4$$

○ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{55,194}{0,24} + \frac{715,76 \times 0,60}{0,03}$$

$$\sigma_1 = 14681,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{55,194}{0,24} - \frac{715,76 \times 0,60}{0,03}$$

$$\sigma_2 = -15141,54 \text{ KN/m}^2$$

σ_1, σ_2 Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

○ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2 \left(\frac{14681,59}{15141,54 + 14681,59} \right) = 0,59 \text{ m}$$

○ **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 14681,59 \times 0,59 \times 0,20 = 867,31 \text{ KN}$$

○ **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{867,31 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 17,35 \text{ cm}^2$$

○ **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% . e . L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 0,59 = 2,36 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{zC} = 0,10\% . e . L = 0,10\% \times 0,2 \times 1,20 = 2,40 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{min} = 0,15\% . e . L = 0,15\% \times \Omega = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(17,35 ; 3,60) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 17,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{17,35 \times 1,20}{0,59}$$

$$A_s = 35,24 \text{ cm}^2$$

○ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{235,87}{500} ; A_{vj} = 5,19 \text{ cm}^2$$

○ **Espacement :**

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10}\right)$$

○ **Choix de barres vertical : 4HA20 + 12HA16**

○ **Choix de barres couture : 16HA10**

$$A_{ad \text{ opté}} = 36,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ adopté}} = 12,57 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = -\frac{15141,54}{1000} = -15,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 15,14 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage vertical des voiles (RDC)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical

TABLEAU V. 17 : RESULTATS DETAILLES DU FERRAILLAGE VERTICAL

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	-55,19	552,67	-69,76	2,18
M (kN.m)	715,76	616,66	1768,06	1996,42
L (m)	1,20	1,10	1,50	1,70
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Ω (m ²)	0,24	0,22	0,30	0,34
I (m ⁴)	0,03	0,02	0,06	0,08
Y _g (m)	0,60	0,55	0,75	0,85
σ_t (kN/m ²)	14681,59	17801,28	17290,03	16584,37
σ_c (kN/m ²)	15141,54	12777,00	17634,51	16574,10
L _t (m)	0,59	0,64	0,74	0,85
N (kN)	867,31	1139,94	1733,35	1762,64
As (cm ²)	17,35	22,80	34,67	35,25
As ^{total} (cm ²)	35,24	39,16	70,02	70,48
Nbr de barre	2 x 8	2 x 7	2 x 9	2 x 10
A _{vj} (cm ²)	5,19	4,95	12,80	12,42

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC)**

TABLEAU V. 18 : CHOIX DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	S _{tcourante} (cm)	S _{td/about} (cm)
V1	2 x (2HA20 + 6HA16)	2 x 8HA10	20	10
V2	2 x (5HA20 + 2HA16)	2 x 7HA10	20	10
V3	2 x (4HA25 + 5HA20)	2 x 9HA10	20	10
V4	2 x (3HA25 + 7HA20)	2 x 10HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage**

TABLEAU V. 19: VERIFICATION DES CONTRAINTES ET DES SECTIONS MINIMALES DU FERRAILLAGE DES VOILES

	σ_c (Mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	15,141	18,48	35,24	3,60	Vérifiée
V2	12,777	18,48	39,16	3,30	Vérifiée
V3	17,634	18,48	70,02	4,50	Vérifiée
V4	16,574	18,48	70,48	5,10	Vérifiée

- **Ferrailage vertical des voiles (1+2+3^{ème} étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

TABLEAU V. 20: RESULTATS DETAILLES DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	167,35	95,13	-515,73	-343,04
M (kN.m)	212,87	260,86	505,08	433,26
L (m)	1,20	1,10	1,50	1,70
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Ω (m²)	0,24	0,22	0,30	0,34
I (m⁴)	0,03	0,02	0,06	0,08
Y_g (m)	0,60	0,55	0,75	0,85
σ_t (kN/m²)	3737,56	6899,94	5015,34	3488,55
σ_c (kN/m²)	5132,14	6035,09	8453,53	5506,41
L_t (m)	0,51	0,59	0,56	0,66
N (kN)	188,99	404,87	280,13	230,01
As (cm²)	3,78	8,10	5,60	4,60
As^{total} (cm²)	8,97	15,18	13,91	11,86
Nbr de barre	2 x 6	2 x 5	2 x 7	2 x 7
A_{vj} (cm²)	3,56	2,78	6,24	6,11

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (1+2+3^{ème} étage)**

TABLEAU V. 21: CHOIX DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1	2 x 6HA14	2 x 6HA10	30	15
V2	2 x 5HA14	2 x 5HA10	30	15
V3	2 x 7HA14	2 x 7HA10	30	15
V4	2 x 7HA14	2 x 7HA10	30	15

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage**

TABLEAU V. 22: VERIFICATION DES CONTRAINTES ET DES SECTIONS MINIMALES DU FERRAILLAGES DES VOILES

Voiles	σ_c (Mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	5,132	18,48	8,97	3,60	Vérifiée
V2	6,035	18,48	15,18	3,30	Vérifiée
V3	8,454	18,48	13,91	4,50	Vérifiée
V4	5,506	18,48	11,86	5,10	Vérifiée

- **Ferrailage vertical des voiles (4+5+6^{ème} étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

TABLEAU V. 23: RESULTATS DETAILLES DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	-110,85	-77,26	-195,61	-229,27
M (kN.m)	171,94	126,47	358,44	334,02
L (m)	1,20	1,10	1,50	1,70
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Ω (m ²)	0,24	0,22	0,30	0,34
I (m ⁴)	0,03	0,02	0,06	0,08
Y_g (m)	0,60	0,55	0,75	0,85
σ_t (kN/m ²)	3120,26	2784,49	4127,18	2792,96

TABLEAU V. 24 : SUITE DE RESULTATS DETAILLES DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

Voile	V1	V2	V3	V4
σ_c (kN/m ²)	4044,05	3486,86	5431,27	4141,62
L_t (m)	0,52	0,49	0,65	0,68
N (kN)	163,08	136,00	267,31	191,23
A_s (cm ²)	3,26	2,72	5,35	3,82
A_s^{total} (cm ²)	7,49	6,13	12,38	9,50
Nbr de barre	2 x 6	2 x 5	2 x 7	2 x 7
A_{vj} (cm ²)	3,28	2,48	5,60	6,18

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (4+5+6^{ème} étage)**

TABLEAU V. 25: CHOIX DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1	2 x 6HA12	2 x 6HA10	30	15
V2	2 x 5HA12	2 x 5HA10	30	15
V3	2 x 7HA12	2 x 7HA10	30	15
V4	2 x 7HA12	2 x 7HA10	30	15

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage**

TABLEAU V. 26: VERIFICATION DES CONTRAINTE ET DES SECTIONS MINIMALES DU FERRAILLAGES DES VOILES

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	4,044	18,48	7,49	3,60	Vérifiée
V2	3,487	18,48	6,13	3,30	Vérifiée
V3	5,431	18,48	12,38	4,50	Vérifiée
V4	4,142	18,48	9,50	5,10	Vérifiée

- **Ferraillage vertical des voiles (7+8+9^{ème} étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical :

TABLEAU V. 27: RESULTATS DETAILLES DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

Voile	V1	V2	V3	V4
P (kN)	-212,92	-18,88	-151,20	-20,87
M (kN.m)	-121,72	107,95	223,16	132,59
L (m)	1,20	1,10	1,50	1,70
e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Ω (m ²)	0,24	0,22	0,30	0,34
I (m ⁴)	0,03	0,02	0,06	0,08
Y _g (m)	0,60	0,55	0,75	0,85
σ_t (kN/m ²)	1648,63	2590,55	2471,43	1315,52
σ_c (kN/m ²)	3422,97	2762,20	3479,45	1436,81
L _t (m)	0,39	0,53	0,62	0,81
N (kN)	64,31	137,91	153,96	106,93
As (cm ²)	1,29	2,76	3,08	2,14
As ^{total} (cm ²)	3,96	5,70	7,41	5,10
Nbr de barre	2 x 6	2 x 5	2 x 7	2 x 7
A _{vj} (cm ²)	2,16	1,81	3,83	3,78

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (7+8+9^{ème} étage)**

TABLEAU V. 28: CHOIX DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	S _{t_{courante}} (cm)	S _{t_{d/about}} (cm)
V1	2 x 6HA10	2 x 6HA10	30	15
V2	2 x 5HA10	2 x 5HA10	30	15
V3	2 x 7HA10	2 x 7HA10	30	15
V4	2 x 7HA10	2 x 7HA10	30	15

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage**

TABLEAU V. 29: VERIFICATION DES CONTRAINTE ET DES SECTIONS MINIMALES DU FERRAILLAGES DES VOILES

Voiles	σ_c (Mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	3,423	18,48	3,96	3,60	Vérifiée
V2	2,762	18,48	5,70	3,30	Vérifiée
V3	3,479	18,48	7,41	4,50	Vérifiée
V4	1,437	18,48	5,10	5,10	Vérifiée

V.4.5 Ferrailage horizontal

- **Vérification des voiles à l'Effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**RPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (**RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de compression.

- $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$: $A_{t\ min} \geq 0,0015 b_0 s_t$
- Pour $\tau_u > 0,025 f_{c28}$: $A_{t\ min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

V.4.6 Exemple d'application

On prend comme exemple le voile V1 ($L = 1,20\ m$, $e = 0,20\ m$) du RDC:

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{235,90}{0,2 \times (0,9 \times (4,23 - 0,40))} = 479,05 = 0,48\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\ MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

- Dans le cas $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction,

Donc :

$$k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = 1 - \frac{10 \times 551,73}{30 \times 1000} = 0,82$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30)\ cm$$

Soit $S_t = 20\ cm$

$$A_t \geq \frac{1(0,48 - 0,3 \times 1,20 \times 1,10) \times 200 \times 200}{0,9 \times 500}$$

$$A_t \geq 0,074\ cm^2$$

- **Armatures transversales minimales ($A_{t\ min}$)**

$$\tau_u = 0,47\ MPa < 0,025 f_{c28} = 0,625\ MPa$$

Donc : $A_{t\ min} \geq 0,0015 b_0 s_t$

$$A_{t\ min} \geq 0,6\ cm^2$$

$$A_t = \max(0,6 ; 0,074)\ cm^2 \quad A_t = 0,6\ cm^2$$

- **Choix des barres : 2HA10**

Pour les résultants des ferrailrages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

TABLEAU V. 30: RESULTATS DETAILLES DU FERRAILLAGE VERTICAL DES VOILES

voile	L (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	S_t (m)	K	A_t (cm ²)	$A_{t\ min}$ (cm ²)	Choix des barres
V1	1,20	235,91	0,48	5	Oui	0,2	1,10	0,074	0,6	2HA10
V2	1,10	225	0,46		Oui	0,2	0,54	0,25	0,6	2HA10
V3	1,50	581,82	1,18		Oui	0,2	1,21	0,57	1	2HA10
V3	1,70	564,55	1,15		Oui	0,2	0,29	0,89	1	2HA10

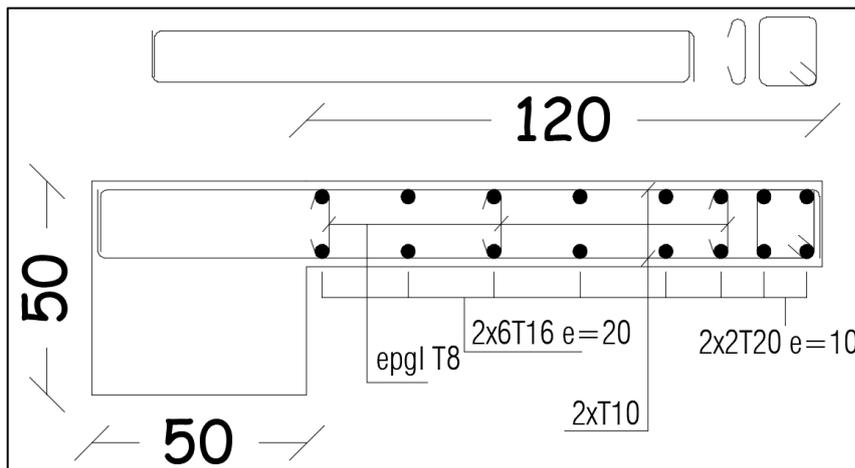


FIGURE V. 4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU BOUT VOILE RDC (L = 1,20 m)

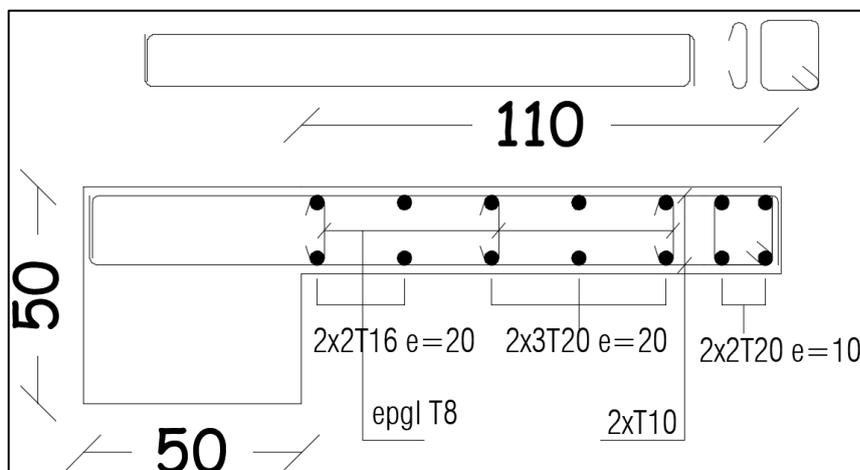


FIGURE V. 5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU BOUT VOILE RDC (L = 1,10 m)

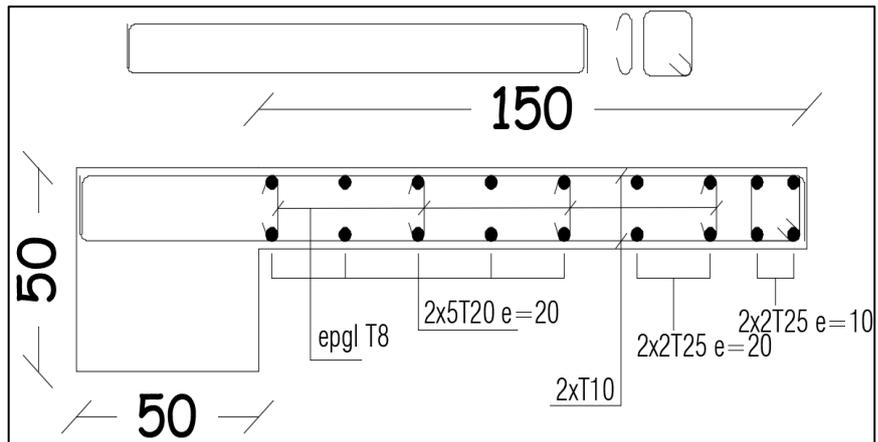


FIGURE V. 6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU BOUT VOILE RDC (L = 1,50 M)

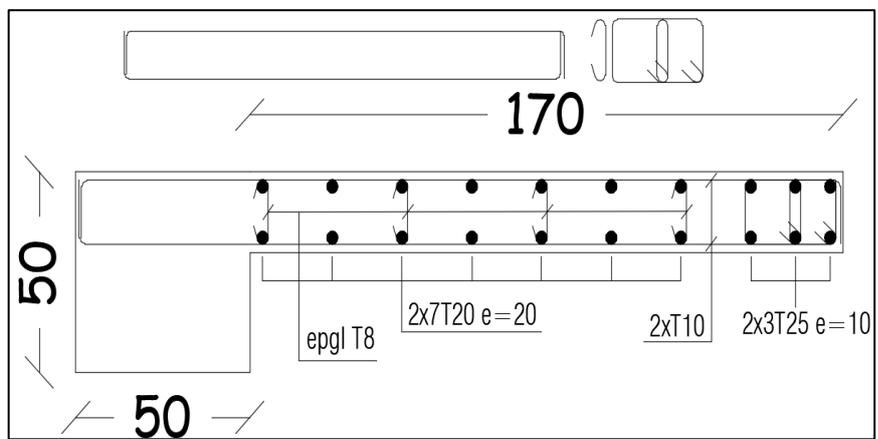


FIGURE V. 7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU BOUT VOILE RDC (L = 1,70 M)

**ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE**

VI.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

VI.2 Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\sigma}_s = 2,00 \text{ bars}$$

VI.3 Choix du type des fondation

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

VI.3.1 Semelles isolées

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité des deux structures afin d'assurer la validité de la semelle isolée : $\sigma_{ser} = \frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{ser} = 1574,75 \text{ kN}$$

$$S_{Semelle} \geq \frac{1574,75}{200} \rightarrow S = 7,88 \text{ m}^2.$$

$$A = B = \sqrt{S} = 2,81 \text{ m}$$

$$A = 2,90 \text{ m}$$

$$\text{Il faut aussi vérifie que : } L_{\min} \geq 1,5 \times B \quad [5]$$

Tel que Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$$\text{Dans notre cas, } L_{\min} = 2,13 \text{ m} < 1,5 \times 2,90 = 4,35 \text{ m} \quad \text{non vérifie}$$

Remarque

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles pour notre cas d'étude donc on passe alors au choix des semelles filantes.

VI.3.2 Semelles filantes

On doit vérifier que : $\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$$N_s = \sum N_{si}$$

N_{si} : efforts de chaque poteau a L'ELS

$$S = B \times L$$

Avec :

S : surface de chaque semelle

B : Largeur de la semelle filante continue.

L : Longueur du fil considérée.

Les résultats obtenus pour la structure sont résumés dans le tableau qui suit :

TABLEAU VI. 1 : SECTION DES SEMELLES FILANTES CONTINUE

Files	Nser (kN)	L(m)	B(m)	B Choi (m)	S (m ²)
6	6918,70	23,75	1,46	1,50	35,625
5	7968,62	23,60	1,69	1,70	40,12
4	6383,42	23,45	1,36	1,40	32,83
3	8580,37	23,30	1,84	1,90	44,27
2	3404,86	12,30	1,38	1,40	17,22
1	3158,78	10,80	1,46	1,50	16,2
				$\sum S(m^2)$	186,265

Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{186,265}{341} = 54,62 > 50\% \quad \text{non vérifier}$$

Remarques

Concernant notre structure, la surface totale de la semelle il dépasse 50% de la surface d'emprise de la structure donc on a opté pour notre structure un radier général comme type de fondation.

VI.3.3 Radier général

VI.3.3.1 Introduction

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.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.3.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_G = 32693,87 \text{ kN} \\ N_Q = 6288,68 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

La surface du bâtiment $S_b = 341,00 \text{ m}^2$

Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge permanente leur revenante de 10%.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_b} = \frac{1,1 \cdot 32693,87 + 6288,68}{341,00} = 123,91 \text{ kPa} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kPa}$$

Donc on a :

$$S_{\text{radier}} > 50\% S_{R+9} \Rightarrow \frac{1,1 \cdot 32693,87 + 6288,68}{200} = 211,26 > 170,50 \text{ (80,70\%)}$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du zone R+9.

VI.3.3.3 Pré dimensionnement de radier

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec: } L_{\max} = 5,10 \text{ m}$$

Donc $h_r \geq 25,50 \text{ cm}$ prend

$h_{r1} = 40 \text{ cm}$
--

- **Condition de cisaillement : [1]**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure).

$$N_u = 53569,74 \text{ kN}$$

$$L = 5,10 \text{ m, } b = 1 \text{ m.}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 14,35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 14,35 \text{ cm}$$

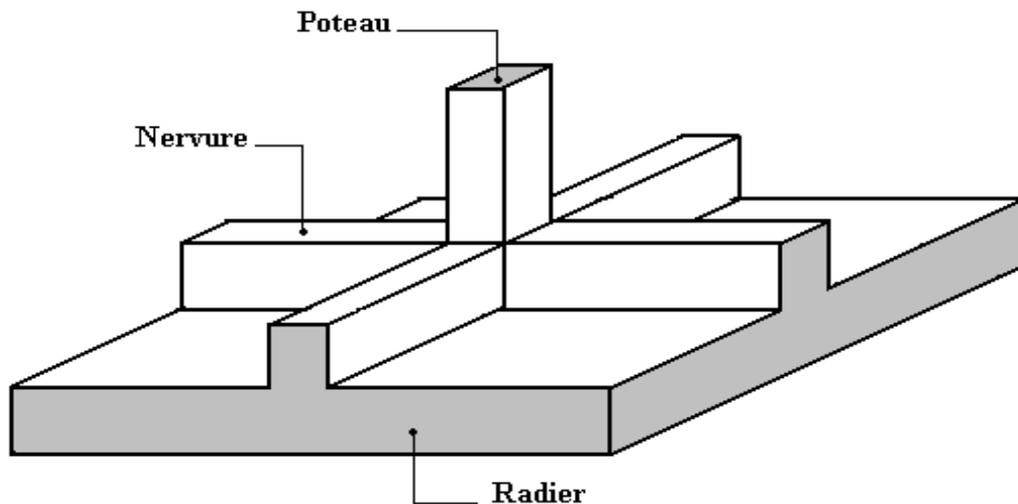
Conclusion :

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 40 \text{ cm}$$

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

Avec un débord de 100 cm

VI.3.3.1 Pré dimensionnement des nervures



FIGURES VI. 1 : DISPOSITION DES NERVURES PAR RAPPORT AU RADIER ET POTEAU

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,10}{10} = 55$$

On opte pour $b = 55 \text{ cm}$

• **Condition de poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \text{ Avec :}$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2155,52 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b) +2h]$)

a,b: Dimensions du poteau du RDC (50x50)

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h) \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \Rightarrow h_1 \geq 48,59 \text{ cm}$$

On prend : $h_1 = 50 \text{ cm}$

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10} \text{ On a : } L_{\max} = 5,10 \text{ m} \Rightarrow 34 \text{ cm} < h_2 < 51 \text{ cm}$$

On prend: $h_2 = 45 \text{ cm}$

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la nervures, 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 du nervures $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (E= 20000 MPa).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ →pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ →pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ →pour un très bon sol.

$$\text{On aura: } h_3 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_s f \times L_{\max}^4}{E \times b_N \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4,25 \times 5,10^4}{20000 \times 0,55 \times \pi^4}} \Rightarrow h_3 = 87,36 \text{ cm}$$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2 ; h_3) = 90 \text{ cm}$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_R = 40$ cm
- Débord de radier $L_{\text{déb}} = 100$ cm
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 90 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$

VI.3.3.2 Caractéristiques géométriques du radier

- **Position du centre de gravité**

Après le calcul on trouve :

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \quad \begin{cases} X_G = 11,75 \text{ m} \\ Y_G = 8,29 \text{ m} \end{cases}$$

$$I_{xx} = 6051,50 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 15972,30 \text{ m}^4$$

VI.3.3.3 Vérification de la stabilité du radier

La radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface du radier.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_{\text{ren}}} > 1,5$$

M_S : Moment stabilisateur

M_{ren} : Moment de renversement du aux forces sismiques.

- **Moment stabilisateur M_S**

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage

- **Moment de renversement M_{rev}**

Le moment de renversement résulte de l'action sismique

$$M_{\text{ren}} = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS 20.

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_s = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R = 38982,55 + 9517,28 = 48499,82 \text{ kN}$$

Y_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_s = 48499,82 \times 11,75 = 569872,90 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 66087,81 \text{ kN.m} \\ V_0 = 2867,41 \text{ kN} \\ h = 2,00 \text{ m (D)} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rev} = 71822,63 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 7,94 > 1,5 \dots\dots\dots \text{la condition de soulèvement est vérifié.}$$

$$\frac{M_{rev}}{N} < \frac{L_{max}}{4} \rightarrow \frac{71822,63}{48499,82} = 1,48 < \frac{25,45}{4} = 6,36 \dots \text{la condition de renversement est vérifié.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_s = P_T \cdot X_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier $P_T = 48499,82 \text{ kN}$

X_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_s = 48499,82 \times 8,29 = 402063,52 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 52627,20 \text{ kN.m} \\ V_0 = 2564,42 \text{ kN} \\ h = 2,00 \text{ m (D)} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rev} = 57756,04 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 6,97 > 1,5 \dots\dots\dots \text{la condition de soulèvement est vérifié.}$$

$$\frac{M_{rev}}{N} < \frac{L_{max}}{4} \rightarrow \frac{57756,04}{48499,82} = 1,19 < \frac{17}{4} = 4,25 \dots \text{la condition de renversement est vérifié.}$$

La stabilité est assurée dans les deux sens

VI.3.3.4 Vérification des contraintes dans le sol

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{38982,55}{422,99} = 0,92 \text{ bars} < 2,00 \text{ bars}$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{\max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$).
- Si $\sigma_2 < 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

Remarque :

- $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200$ kPa
- $\sigma_1 \leq 1,5 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300$ kPa
- $\sigma_2 \geq 0$ (pas de traction).
- $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \frac{4}{3} \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266,67$ kPa

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

TABLEAU VI. 2: VERIFICATION A L'ETAT LIMITE

		σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_m [kN/m ²]
Sens x-x	ELS	254,12	-24,80	184,39
	ELU	296,48	17,57	226,75
Sens y-y	ELS	144,64	84,68	129,65
	ELU	187,00	127,04	172,01
vérification		$\sigma_1 < 300$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma_{\text{moy}} < 266,67$
Observation		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Remarque : Dans le sens x-x à l'ELS $\sigma_2 < 0$, on doit vérifier que $\sigma_1 < 266,67$ KN/m ²				

Conclusion :

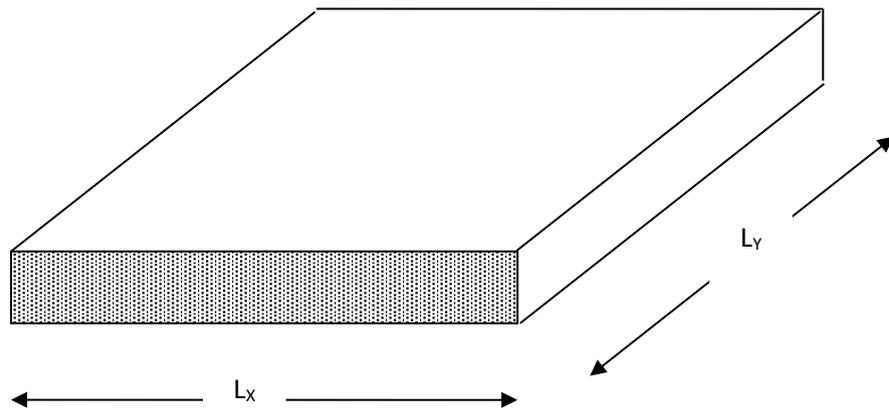
Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.3.5 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferrailage pour tout les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyés sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.



FIGURES VI. 2 : VUE EN PLAN DES DIMENSIONS DU PANNEAU LE PLUS SOLLICITE

VI.3.3.5.1 Ferrailage de la dalle du radier

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3,40}{5,10} = 0,67 > 0,40$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91)

❖ **Valeur de la pression sous radier :**

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 226,75 \text{ kN/m}$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 184,39 \text{ kN/m}$

❖ **Détermination des efforts : [1]**

TABLEAU VI. 3 : CALCUL DES MOMENTS

	Lx	Ly	Lx/Ly	Ux	Uy	qu	Mx	Mtx	My	Mty	Ma
ELU	3,4	5,1	0,67	0,0723	0,3895	226,75	189,51	142,13	73,81	55,36	94,76
ELS	3,4	5,1	0,67	0,078	0,5469	184,39	166,26	124,7	90,93	68,2	83,13

❖ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$ $h = 25 \text{ cm}$ $d = 22,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

TABLEAU VI. 4: CHOIX DES ARMATURES

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	142,13	0,078	0,102	34,54	9,46	7T14	10,78	15
	y-y	55,36	0,031	0,04	35,43	3,6	5T12	5,655	20
Appui	x-x	94,76	0,052	0,067	35,04	6,22	7T12	7,92	15
	y-y								

Espacement : [1]

- **Travée :**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

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

- **Appuis :**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :** [1]

TABLEAU VI. 5: VERIFICATION DES CONTRAINTES

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	124,70	10,78	9	351,3	15	7,83	250	Non vérifier
	y-y	68,20	5,65	7	359,1	15	5,57	250	Non vérifier
Appuis	x-x	83,13	7,92	8	315,4	15	5,96	250	Non vérifier
	y-y								

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

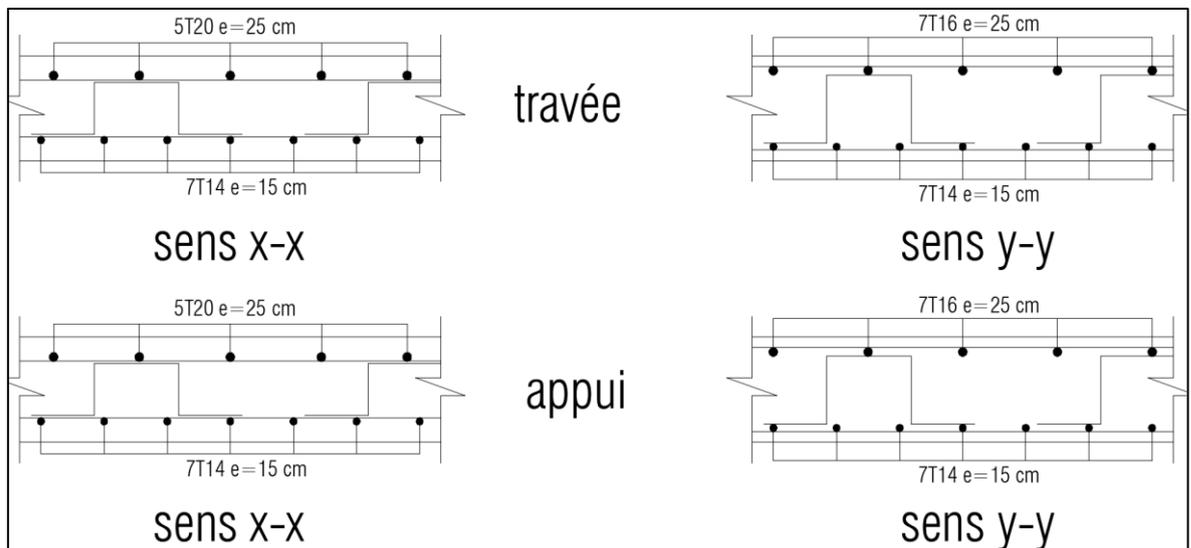
TABLEAU VI. 6 : REDIMENSIONNEMENT DE SECTION D'ARMATURES

	Sens	Choix/ ml	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	5T20	15,71	25
	y-y	5T16	10,05	25
Appui	x-x	7T14	10,78	15
	y-y			

Vérification des contraintes à l'ELS : [1]

TABLEAU VI. 7 : VERIFICATION DES CONTRAINTES

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	124,70	15,71	11	244,7	15	6,79	250	Vérifier
	y-y	68,20	10,05	9	205,6	15	4,4	250	Vérifier
Appuis	x-x	83,13	10,78	9	234,2	15	5,16	250	Vérifier
	y-y								



FIGURES VI. 3 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER

VI.3.3.5.2 Ferrailage des nervures

❖ **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99" [2].

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

❖ **Calcul des armatures :**

$b = 55 \text{ cm} ; h = 90 \text{ cm} ; d = 81 \text{ cm} ; L_x = 5,10 \text{ m} ; q = 226,75 \text{ kN/ml}$

$L_y = 3,40 \text{ m}.$

TABLEAU VI. 8: FERRAILLAGE DES NERVURES

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	278,51	0,055	0,071	78,7	8,14	5T14+2T12	9,96
Appuis		163,83	0,033	0,042	79,64	4,73	5T12	5,65
Travée	Y-Y	626,64	0,123	0,165	75,66	19,04	10T16	20,11
Appuis		368,61	0,073	0,095	77,93	10,88	10T12	11,31

❖ **Vérifications nécessaires :**

1. Vérification des contraintes à l'ELS :

TABLEAU VI. 9: VERIFICATION DES CONTRAINTES

		M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Sens x-x	Travée	226,48	9,96	18	5,83	15	303,8	250	Non Vérifiée
	Appuis	133,22	5,65	14	4,28		309,9		Non Vérifiée
	5T14 + 5T12		13,35	20	5,14		229		Vérifiée
	7T12		7,92	16	3,66		223,3		Vérifiée
Sens y-y	Travée	509,57	20,11	24	9,78	15	347,5	250	Non Vérifiée
	Appuis	299,75	11,31	18	6,93		355,7		Non Vérifiée
	10T20		31,42	28	226,4		8,09		Vérifiée
	10T16		20,11	23	5,32		203,8		Vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{226,75 \times 5,10}{2} = 578,21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{578,21 \cdot 10^3}{550 \times 810} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0,90}{5,10} = 0,176 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{31,42}{55,81} = 0,0070 \leq 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{0,90}{5,10} = 0,176 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M₀ : le moment isostatique.
- M_t : le moment maximal en travée.
- A_s : la section de l'armature tendue correspondante
- f_e : la limite d'élasticité de l'acier

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la flèche.

❖ **Armatures transversales :**

BAEL 91 modifié 99 [2] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,65 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 [1] :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = 14,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = 1,2\text{cm}$$

$$f_c = 500\text{MPa}; \tau_u = 01,30 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2,1\text{Mpa}; b = 55 \text{ cm}; d = 81 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 4,95 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = 1,2 \text{ cm}$$

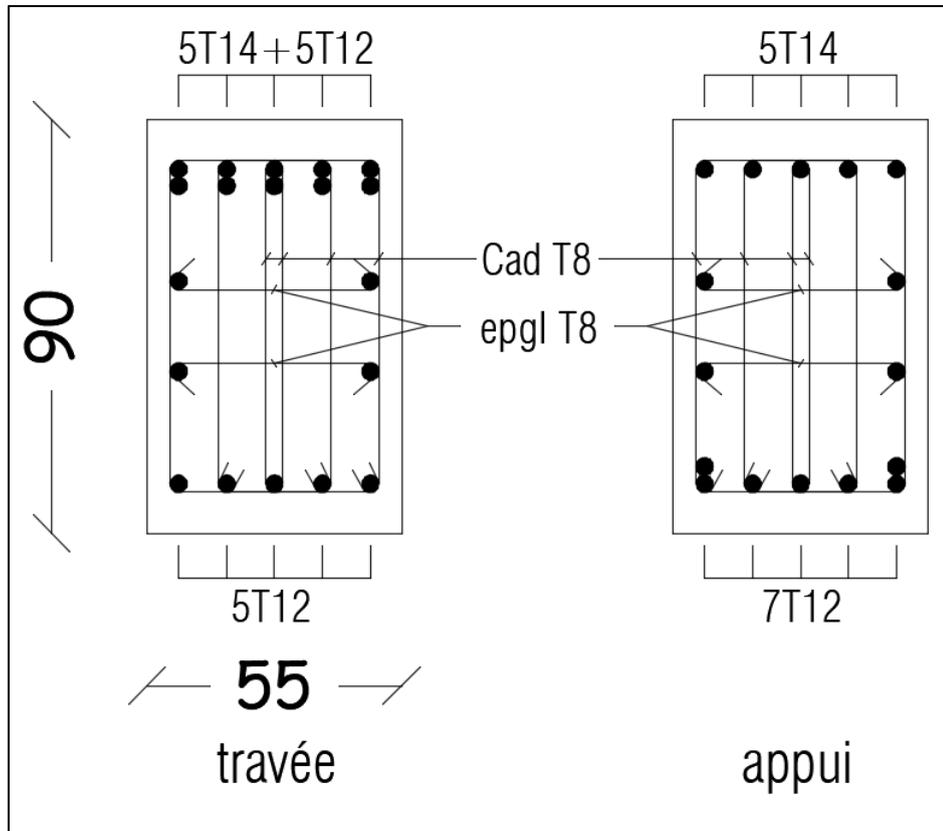
$$\text{On prend : } 6 \text{ T12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature 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 .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiment courant on a $1 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

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



FIGURES VI. 4 : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS X-X

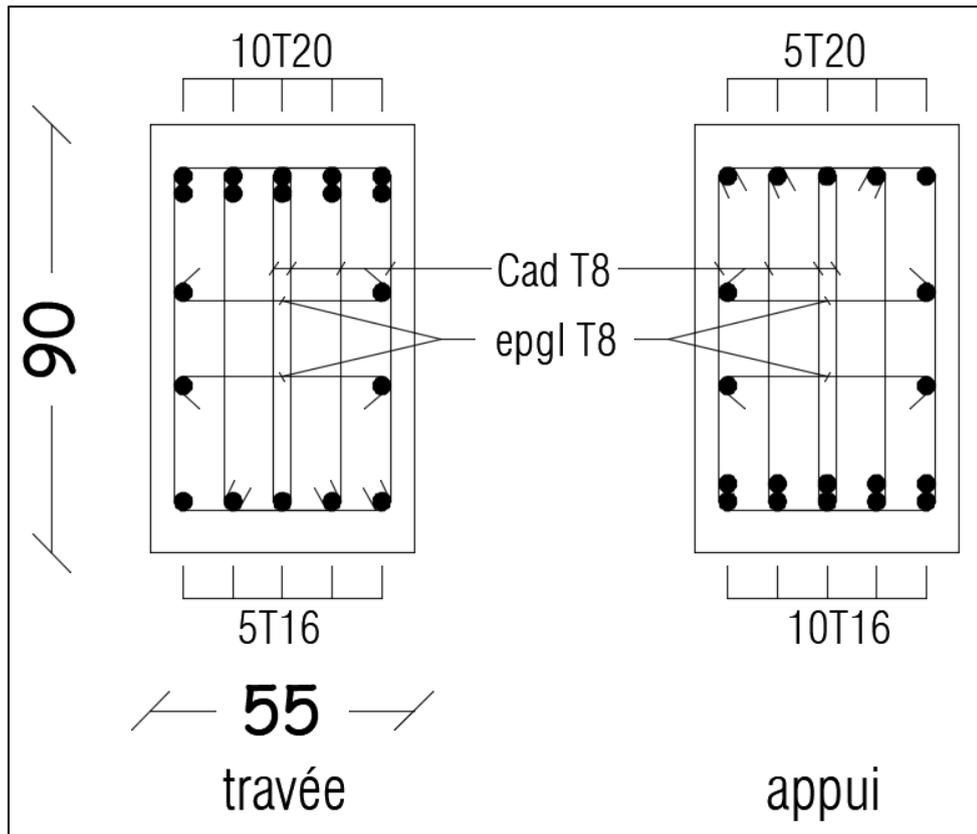


Figure VI. 5 : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS Y-Y

**CONCLUSION
GÉNÉRALE**

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu au cours de son enseignement théorique.

De notre part, cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

Les voiles sont disposés d'une manière à être le plus loin possible du centre de rigidité pour créer un grand bras de levier et assurer la stabilité de notre structure. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une meilleure distribution des efforts internes, et donc le phénomène de torsion sera évité.

Dans le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) souvent les combinaisons accidentelles sont les plus défavorables.

D'après l'étude de l'infrastructure on constate que le pré dimensionnement et le ferrailage sont plus importants.

En gros ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle. En espérant que ce travail puisse être utile pour nos collègues dans le futur.

ANNEXES

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

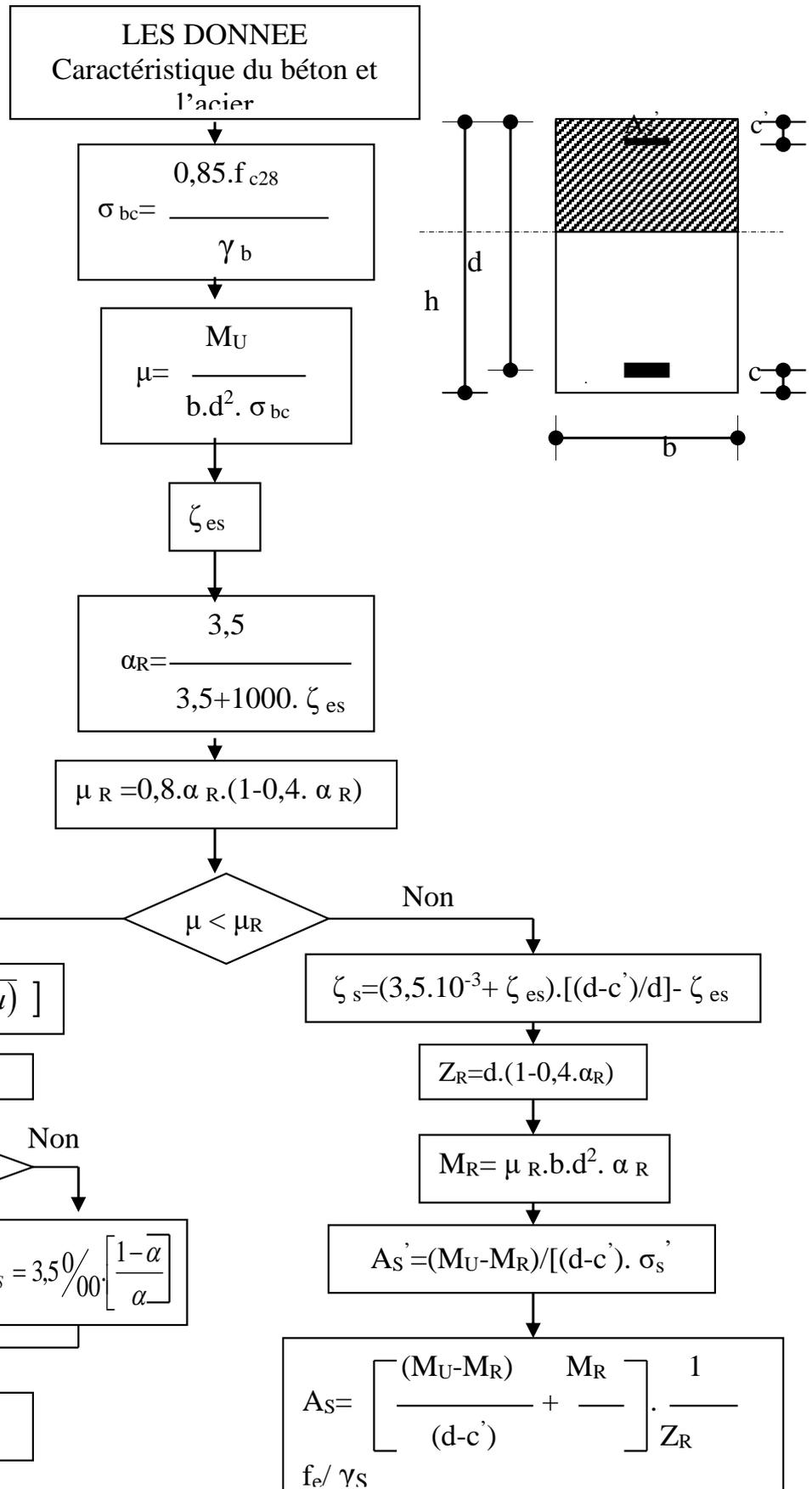
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

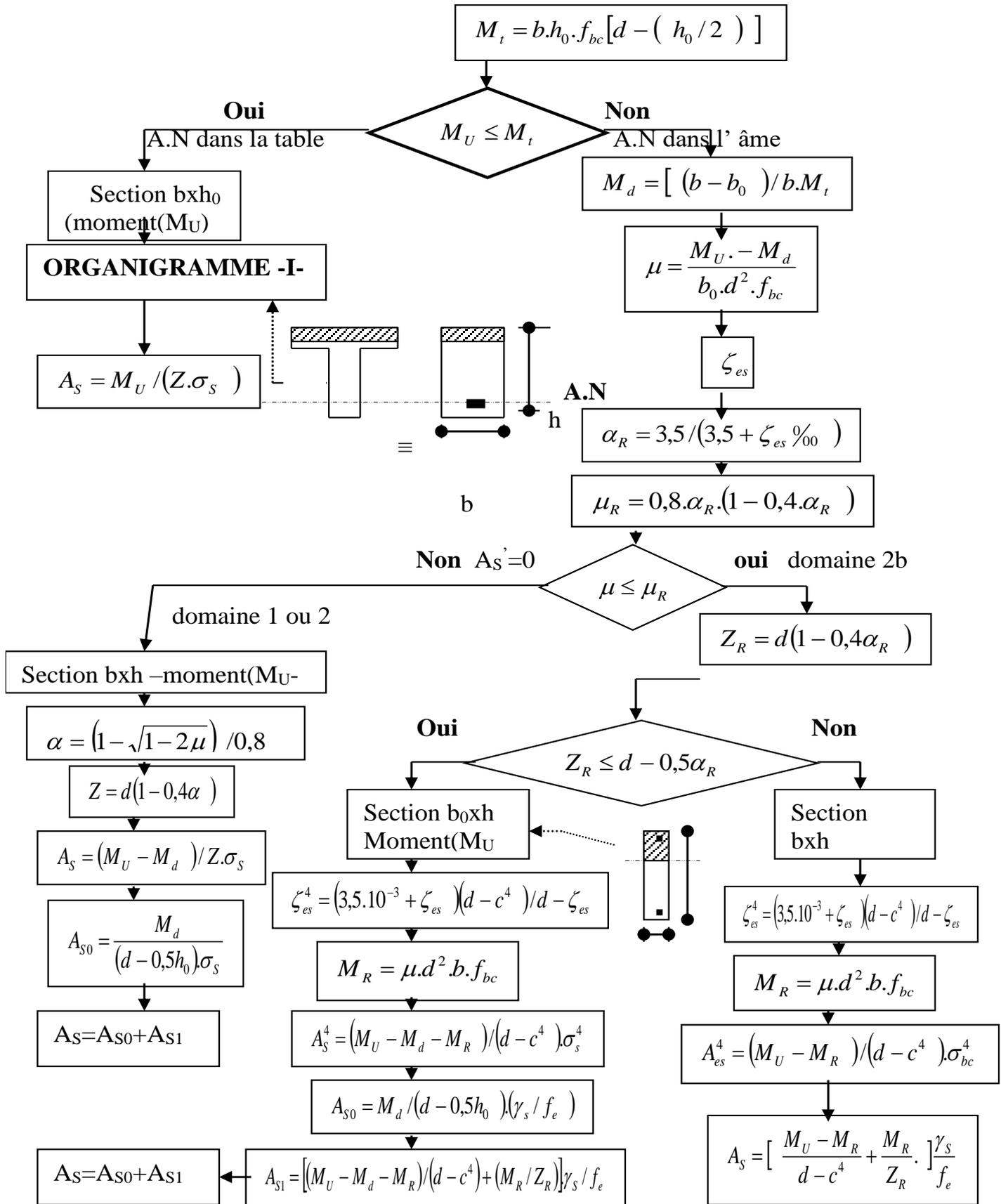
cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

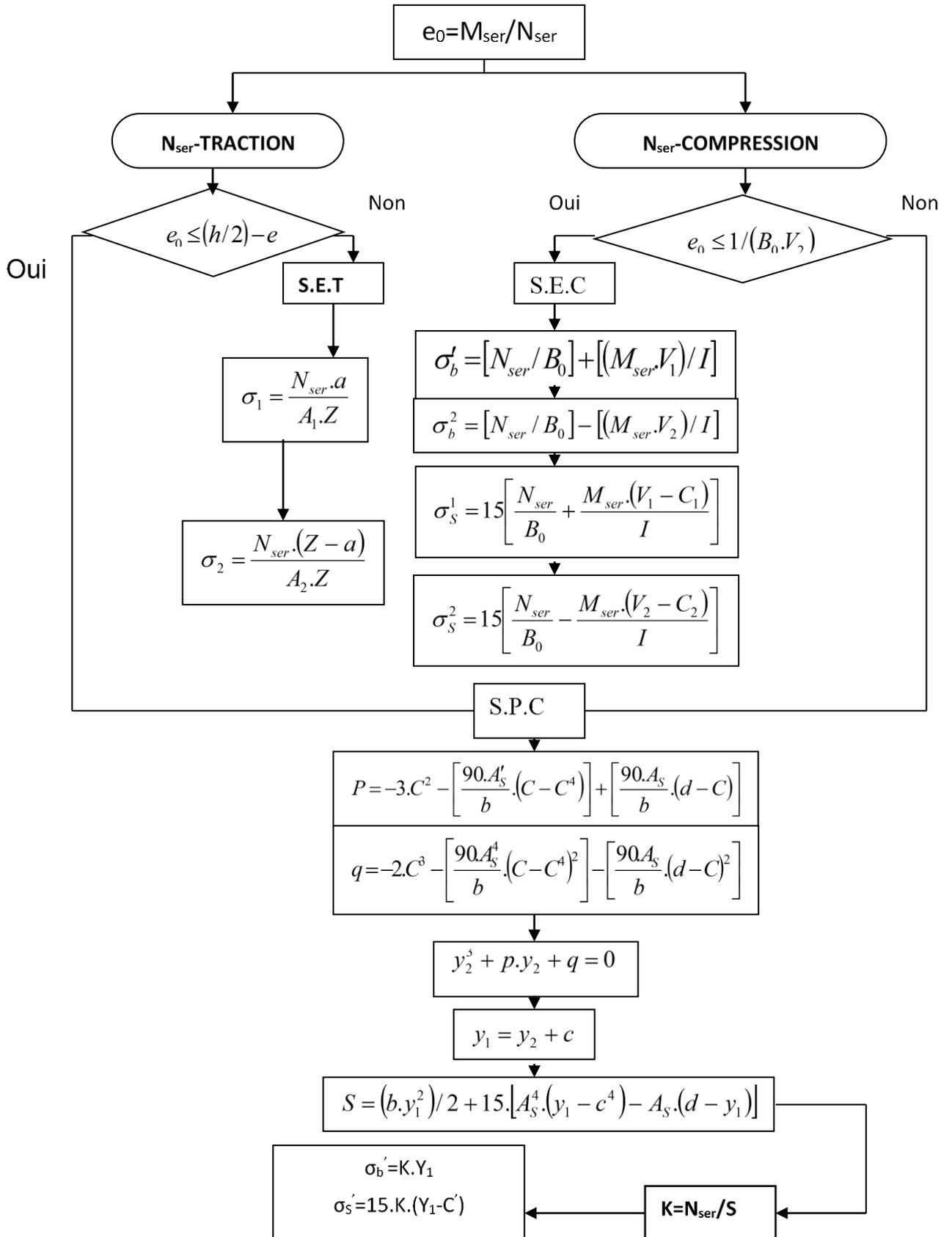
$$\gamma_s = 1$$



ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME-III-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



Calcul des moments des dalles continues [2]

Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante :

Quel que soit leur élancement $\alpha = Lx/Ly$, on commence par déterminer les moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau s'ils étaient isostatiques (simplement appuyés sur leur contour) ; ces moments sont notés M_{0x} et M_{0y} ; les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments "isostatiques" multipliés par des coefficients forfaitaires.

Les dispositions forfaitaires sont résumées sur les figures ci-après :

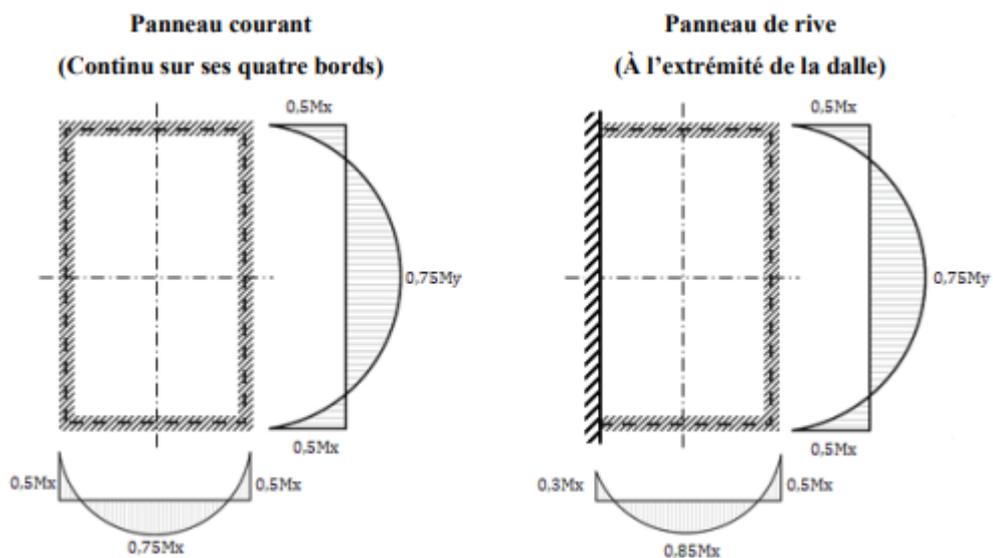


Figure C : Moment en travée et sur appuis.

REFERANCES

Règlements

- [1] Document Technique Règlementaire **DTR B C 2 48**
Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 / VERSION 2003.**
- [2] Document techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - **BAEL 91 modifié 99** et **DTU** associés.
- [3] Document Technique Règlementaire **DTR B.C. 2.2**
Charges Permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels

- ✓ **AUTOCAD 2018 ;**
- ✓ **Excel ;**
- ✓ **ETABS V20.0 ;**
- ✓ **SOCOTEC V 1.02 ;**
- ✓ **EXPERT 2010 ;**