

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب – البلدية 1
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT R+9+VS EN
BETON ARME A USAGE D'HABITATION SELON RPA 2003
ET RPA 2024 (COFFRAGE TUNNEL).

Etudié et réaliser par

EL FERTAS Dhia Eddine & DRARENI Abderrezak

Devant le jury composé de :

Mr. BARKA	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mme. DEBBIH. A	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Pr. ABED Mohamed	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juin 2025

Remerciements

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont rendu ce travail, pour leur aide précieuse, leurs conseils fructueux et leurs encouragements

Une grande gratitude et nos sincères remerciements sont exprimés à notre cher promoteur **Pr. ABED Mohamed**, pour nous avoir encadrés, éclairés et orientés. Pour ses conseils et sa disponibilité qui nous ont permis de mener à bien ce travail.

Aux membres du jury qui ont bien voulu nous honorer par leur acceptation d'évaluer notre travail.

Aux le vice doyenne monsieur **BENSAFIA Djillali** pour son aide précieuse et l'encouragement pendant notre parcours universitaire.

Aux le docteur en génie civil monsieur **MOUAICI Fethi** Pour son disponibilité et ses conseils et l'aide dans les deux ans master.

Nous tenons également à remercier Le chef département génie civil monsieur **ABED Younes** Et Le vice chef département monsieur **DJAHRA Abderraouf** et tout le staff de Département de Génie civil pour leur professionnalisme et leur disponibilité tout au long de ces cinq ans d'études.

Je désire aussi remercier les professeurs de Département Génie civil, qui nous ont fourni les outils nécessaires pour la réussite de nos études.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide et leur encouragement.

Dédicace

C'est avec l'aide et la grâce de DIEU que j'ai achevé cet humble travail.

*Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux
qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur
exprimer mon amour sincère*

MES PARENTS pour leur grand amour leur soutien et sacrifice indéfectibles

*À MA CHER SŒUR et mes frères Abderrahmane et Youcef ; pour leur
encouragement et soutien tout au long de mes études. Que Dieu les protège et
leurs offre la chance et le bonheur*

À tous mes amis

*Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'encouragent et
supportent pour donner le meilleur de moi-même*

A mon binôme Abderrezak

EL FERTAS Dhia Eddine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*À MES PARENTS pour leur grand amour et leur soutien et sacrifice
indéfectibles*

*À MES CHERES FRERES pour leur encouragement et soutien tout au long de
mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*

À tous mes amis

*Tous ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'encouragent et me
soutiennent pour donner le meilleur de moi-même.*

A mon binôme Dhia Eddine.

DRARENI Abderrezak

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مبنى سكني مكون من طابق أرضي + 9 طوابق +مساحة الزحف، مُقارناً بنسختي RPA 2003 و2024، يقع في ولاية البليدة، المصنفة في المنطقة الزلزالية رقم 3 وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية 99-2003 والمنطقة الزلزالية رقم 6 وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية 2024. يتضمن جدار من الخرسانة المسلحة ثبات المبنى لجميع الأحمال الرأسية والأفقية. تمت دراسة المبنى وتحليله باستخدام برنامج ETABS 2018. تم تحديد أبعاد جميع عناصره المقاومة وتدعيمها. صُمم المبنى وفقاً للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر RPA 99: إصدار 2003 و2024، BAEL 91. تم تعزيز عناصر المقاومة (الجدران الخرسانية المسلحة) باستخدام برنامج SOCOTEC ، وفقاً للوائح التالية RPA 99: إصدار 2003 و2024، BAEL 91 المعدل 99. يتكون نظام البنية التحتية لهذا المبنى من أساس عام.

Résumé

Ce projet vise à étudier un bâtiment à caractère résidentiel composé d'un rez-de-chaussée + 09 étages + vide sanitaire comparativement selon les versions RPA 2003 et 2024, à implanter dans la Wilaya de Blida, qui est classée dans la zone sismique n°3 selon les règles parasismiques algériennes 99 -2003 et classée dans la zone sismique n°6 selon les règles parasismiques algériennes 2024. La stabilité du bâtiment pour toutes les charges verticales et horizontales est garantie par des murs en béton armé, étude et analyse du bâtiment par le programme ETABS 2018. Déterminer les dimensions et armer tous les éléments résistants du bâtiment Conçu selon les normes et lois en vigueur en Algérie RPA 99 VERSION 2003 Et VERSION 2024, BAEL 91. L'armement des éléments de résistance (murs en béton armé) s'est fait avec le programme (SOCOTEC) selon les règlements suivants : RPA 99 version 2003 et 2024, BAEL91 modifié99. Le système d'infrastructure de ce bâtiment est un radier général

Abstract

This project aims to study a residential building consisting of a ground floor + 9 floors + crawl space, compared according to the RPA 2003 and 2024 versions, to be located in the Wilaya of Blida, which is classified in seismic zone No. 3 according to the Algerian earthquake regulations 99-2003 and classified in seismic zone No. 6 according to the Algerian earthquake regulations 2024. The stability of the building for all vertical and horizontal loads is guaranteed by reinforced concrete walls. The building was studied and analyzed using the ETABS 2018 program. Determine the dimensions and reinforce all the building's resistant elements. Designed according to the standards and laws in force in Algeria: RPA 99 VERSION 2003 and VERSION 2024, BAEL 91. The reinforcement of the resistance elements (reinforced concrete walls) was carried out using the SOCOTEC program, according to the following regulations: RPA 99 version 2003 and 2024, BAEL91 amended99. The infrastructure system of this building is a general foundation raft.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction Générale..... 1

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

I.1 Introduction 3

I.2 A propos de notre ouvrage 3

I.2.1 Situation et destination 3

I.2.2 Mise en évidence de notre mission 3

I.3 Caractéristique géométrique 3

I.3.1 Présentation architecturale 5

I.3.2 Ossature..... 9

I.3.3 Classification de l'ouvrage selon son importance..... 9

I.3.4 Planchers 9

I.3.5 Maçonnerie..... 10

I.3.6 Revêtement..... 10

I.3.7 Acrotère..... 10

I.3.8 Escaliers 10

I.3.9 Ascenseurs..... 11

I.3.10 Infrastructure..... 11

I.4 Caractéristiques des matériaux 11

I.4.1 Le Béton..... 12

I.4.2 L'acier 18

I.5 Hypothèse de calcul 20

I.6 Combinaison de calcul 20

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction..... 23

II.2	Prédimensionnement des planchers	23
II.2.1	Plancher à dalle pleine	23
II.2.2	Justifications et vérifications	24
II.2.3	Descente de charges	25
II.2.4	Les combinaisons d'action	26
II.3	Pré-dimensionnement des voiles	27
II.3.1	Voiles porteurs et de contreventement	27
II.3.2	Voile périphérique	28

Chapitre III : Etude des planchers

III.1	Introduction.....	30
III.2	Principe de calcul :	30
III.3	Hypothèses de calcul :	31
III.3.1	Dalle portant dans un seul sens :	31
III.3.2	Dalle portant dans deux directions :	32
III.4	Les conditions d'appuis	33
III.4.1	Panneau considéré continu au-delà de ses appuis	33
III.4.2	Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel	33
III.5	Les étapes de calcul	34
III.5.1	Distribution des panneaux de dalle sur le plan	34
III.6	Calcul de l'enrobage	34
III.7	Calcul des sollicitations	35
III.7.1	Combinaisons fondamentales	35
III.7.2	Calcul des moments fléchissant	36
III.7.3	Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU).....	37
III.7.4	Calcul a l'état limite ultime de service (ELS).....	38
III.7.5	Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU)	38
III.7.6	Calcul a l'état limite ultime de service (ELS)	39
III.8	Détermination des armatures	39
III.8.1	Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 1, 3, 6, 8)	39
III.8.2	Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 2, 4, 5, 7, 9...18).....	44
III.9	Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant	48
III.10	Vérification de la flèche.....	49

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1	Etudes des escaliers	51
IV.1.1	Définition.....	51
IV.1.2	Dimensionnement :.....	52
IV.1.3	Descente des charges des escaliers.....	53
IV.1.4	Les combinaisons d'action Escalier (RDC + les autres étages)	54
IV.1.5	Calcul du ferrailage.....	56
IV.1.6	Vérification.....	57
b.	Effort tranchant	57
IV.2	Acrotère	61
IV.2.1	Introduction.....	61
IV.2.2	Evaluation des charges	61
IV.2.3	Le ferrailage de l'acrotère	63
IV.2.4	Les vérifications.....	64

Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique

V.1	Introduction.....	69
V.2	Etude dynamique.....	69
V.2.1	Objectifs de l'étude dynamique	69
V.2.2	Modélisation de la structure	69
V.3	Etude sismique	70
V.3.1	Méthode dynamique modale spectrale	70
V.3.2	Spectre de réponse	71
V.3.3	Présentation du logiciel ETABS	73
V.3.4	Principe de la méthode statique équivalente	73
V.4	Procédure de calcul	73
V.4.1	Les forces sismiques horizontales	73
V.4.2	Résultante des forces sismiques (méthode modale spectrale).....	77
V.4.3	Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis	78
V.4.4	Nombre de modes à considérer	78
V.4.5	Modélisation.....	79
V.5	Résultats de l'analyse dynamique	80
V.5.1	Modal Participating Mass Ratios.....	80
V.5.2	Interprétation des résultats	80
V.5.3	Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité	82

V.5.4 Effets de la torsion accidentelle	83
V.5.5 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	84
V.5.6 Vérification des déplacements latéraux inter – étage	85
V.5.7 Vérification de l'effet P-Delta : $P = \Delta$	86
V.6 Analyse spectrale	86
V.6.1 Représentation graphique du spectre de réponse.....	88
V.6.2 Calcul de la force sismique par la méthode modale spectrale.....	89
V.6.3 Spectre de calcul	90
V.7 Résultats de l'analyse sismique	92
V.7.1 Modal Participating Mass Ratios.....	94
V.7.2 Vérification des déplacements inter étage	96
V.7.3 Vérification de l'effet P-Delta.....	97
Chapitre VI : Etude des voiles	
VI.1 Introduction.....	100
VI.2 Principe.....	100
VI.3 Réglementation	101
VI.3.1 Les sollicitations sur les voiles	102
VI.4 Ferrailage des voiles :	102
VI.4.1 Vérification à l'effort tranchant :.....	103
VI.5 Règles communes :.....	103
VI.6 Calcul du ferrailage des voiles :	105
VI.7 Ferrailage des voiles :.....	109
VI.7.1 Vérification de la condition de l'effort normal réduit.....	109
VI.7.2 Vérification de la condition d'élancement :	109
VI.7.3 Calcul de la hauteur critique :	109
VI.7.4 Enveloppe de calcul des moments fléchissant :	109
VI.7.5 Exigences de ductilité pour la zone critique	110
VI.8 Ferrailage de l'âme du voile	112
VI.8.1 Ferrailage horizontal dans l'âme du voile.....	112
VI.8.2 Ferrailage vertical dans l'âme du voile.....	112
VI.9 Justification de la condition de la ductilité	113
VI.10 Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique	113
VI.10.1 Efforts de calcul	113
VI.10.2 Ferrailage longitudinal aux extrémités (ferrailage de flexion).....	113

VI.10.3	Ferraillage horizontal dans l'âme du voile :.....	114
VI.10.4	Ferraillage vertical dans l'âme du voile :.....	115
VI.11	Vérification des joints de reprise de bétonnage	115
VI.12	Principe des linteaux.....	115
VI.13	Ferraillage des linteaux :.....	117
VI.14	Ferraillage des linteaux.....	119
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure		
VII.1	Introduction.....	124
VII.2	Définition.....	124
VII.3	Etude du voile périphérique	124
VII.4	Etude du radier	126
VII.4.1	Généralité.....	126
VII.4.2	Situation durable et transitoire	126
VII.4.3	Le choix de type de fondation superficielle.....	127
VII.5	Pré dimensionnement du radier	127
VII.5.1	Hauteur du radier	127
VII.6	Ferraillage du radier :.....	130
VII.6.1	Identification du panneau le plus sollicité :	131
VII.6.2	Calcul des efforts tranchants (ELU)	132
VII.6.3	Calcul ferraillage à L'ELU	132
VII.7	Selon RPA 2024.....	138
VII.7.1	Vérification au renversement.....	138
Chapitre VIII : Etude comparative		
VIII.1	Introduction.....	141
VIII.2.5	Le principe d'étude dynamique	143
Conclusion générale		154
Références bibliographiques		
Annexes		

Liste des Figures

Figure I. 1: Vue en plan RDC.....	5
Figure I. 2: Vue en plan étage COURANT.	6
Figure I. 3: Vue En Plan Façade Principale.	7
Figure I. 4: Vue en plan coupe A-A.....	8
Figure I. 5: planchera dalle pleine.....	9
Figure I. 6: Schéma des escaliers.....	11
Figure I. 7: Evaluation de la résistance de compression f_{cj} en fonction de l'âge de béton.	15
Figure I. 8: Evaluation de la résistance de traction f_{tj} en fonction la résistance de compression f_{cj}	16
Figure I. 9: Diagramme Contraintes – Déformations ELU.	17
Figure I. 10: Diagramme Contraintes – Déformations ELS.....	18
Figure I. 11: Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.	19
 Figure II. 1: Schéma d'un panneau de dalle.....	 23
Figure II. 2: Constituants d'un mur extérieur.....	26
Figure II. 3: Constituants d'un mur intérieur.	26
Figure II. 4: Schéma du voile.	27
Figure II. 5: Coupe de voile en élévation.	28
 Figure III. 1: Schéma d'un panneau continuau-delà.....	 33
Figure III. 2: Enrobage.....	35
 Figure IV. 1: Schéma de l'escalier.....	 52
Figure IV. 2: Schéma statique d'escalier.....	54
Figure IV. 3: Schéma de ferrailage escalier.	60
Figure IV. 4: Dimensions de l'acrotère.....	61
Figure IV. 5: Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.	62
Figure IV. 6: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	67
 Figure V. 1: Spectre de réponse.	 72
Figure V. 2: Image 3D de la structure sur ETABS	79
Figure V. 3: Les modes de déformation.	82

Figure V. 4: Représentation graphique Spectre de réponse horizontale.	88
Figure V. 5: Vue en 3D.	92
Figure V. 6: Vue en plan du plancher.	92
Figure V. 7: Les modes de déformation.	94
Figure VI. 1: Les sollicitations sur les voiles.	102
Figure VI. 2: Disposition vertical des armatures dans les voiles.....	104
Figure VI. 3: Schéma de ferrailage de voile 32 (RPA99v2003).	108
Figure VI. 4: Enveloppe de calcul des moments du voile.	110
Figure VI. 5: Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile.	110
Figure VI. 6: Liaisons des trumeaux par les linteaux.....	116
Figure VI. 7: Dispositions des linteaux.....	116
Figure VI. 8: Linteau du 1 ^{er} cas.....	117
Figure VI. 9: Linteau du 2 ^{ème} cas.....	118
Figure VI. 10: Ferrailage du Linteau.....	119
Figure VI. 11: Linteau du 1 ^{er} cas.....	120
Figure VI. 12: Linteau du 2 ^{ème} cas.....	121
Figure VI. 13: Ferrailage du Linteau.	122
Figure VII. 1: Schéma du radier général.	128
Figure VII. 2: Section de calcul dans les sens xx.	130
Figure VII. 3: Schéma de ferrailage du Radier.	138

Liste des Tableaux

Tableau IV. 1: Ferrailage de l'escalier.....	56
Tableau IV. 2: Vérification de compression du béton.....	58
Tableau IV. 3: Vérification de la flèche de l'escalier	59
Tableau V. 1: Coefficient d'accélération de zone A.....	74
Tableau V. 2: Valeurs de T1 et T2.....	74
Tableau V. 3: Valeurs du Coefficient CT.....	75
Tableau V. 4: Caractéristiques massiques et géométriques	83
Tableau V. 5: Valeurs des pondérations.....	91
Tableau V. 6: Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant a la base V.	95
Tableau V. 7: Vérification des déplacements selon x-x.....	96
Tableau V. 8: Vérification des déplacements selon y-y.....	96
Tableau V. 9: Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x	97
Tableau V. 10: Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y	98
Tableau VI. 1: Ferrailage Longitudinal de voile P32	108
Tableau VI. 2: Ferrailage transversal de voile P32	108
Tableau VI. 3: Choix des barres pour le ferrailage horizontal.....	112
Tableau VI. 4: Efforts de calcul N, M et V du voile V32 au-dessus de la zone critique.	113
Tableau VI. 5: Ferrailage longitudinal aux extrémités.....	114
Tableau VI. 6: Ferrailage horizontal de l'âme du voile	114
Tableau VII. 1: Vérification de la stabilité au renversement	129
Tableau VII. 2: Vérification de la stabilité au renversement	139
Tableau VIII. 1: Evolution de la formule de la force sismique	142
Tableau VIII. 2: Choix de la période selon RPA2024)	143
Tableau VIII. 3: Combinaisons d'actions sismiques horizontales selon RPA99v2003 et RPA2024.....	143
Tableau VIII. 4: Les données du calcul de V sens XX	144
Tableau VIII. 5: Les données du calcul de V sens YY	144

Tableau VIII. 6: Comparaison de l'effort tranchant à la base entre le RPA99v2003 et RPA2024.....	144
Tableau VIII. 7: Les paramètres sismiques du RPA2024	145
Tableau VIII. 8: Comparaison de l'effort tranchant à la base entre le RPA99v2003 et RPA2024.....	145
Tableau VIII. 9: Comparaison la totalité des Armatures.....	149

Liste des Symboles

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

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales. B : Aire d'une section de béton.

$\emptyset$: Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement. C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

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.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service. N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée. f : Flèche.

f : Flèche admissible. D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement. I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance. d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier. M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base. I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané. E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge. f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge. K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau. I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme. Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.

p_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

p_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.

p_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

I_g : Moment d'inertie du voile.

H_{cr} : La hauteur critique.

Lc : Longueur confinée.

Z : Distance entre CDG des armatures

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

kN/ml (MN/ml ; N/ml) : Charge linéaire uniformément réparties.

kN/m² (MN/m² ; N/m²) : Charge surfacique. **kN/m³ (MN/m³ ; N/m³)** : Charge volumique. **kNm (MNm ; Nm)** : Moment d'une force.

MPa (kPa ; Pa) : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

Introduction Générale

En Algérie, le Règlement Parasismique Algérien (RPA) constitue le principal cadre normatif encadrant la conception et la réalisation des structures résistant aux séismes. Ce règlement, régulièrement mis à jour, vise à améliorer la sécurité des constructions face aux aléas sismiques, selon les retours l'expérience des séismes et les avancées scientifiques.

L'Algérie connaît un besoin en logement important pour répondre à une demande croissante sans, les procédés de construction traditionnels ne peuvent satisfaire seul à cette demande, pour cela l'Algérie s'est orientée vers de nouveaux procédés et de nouvelles techniques de construction basées sur la rapidité de la réalisation, parmi ces procédés nous citons les coffrages tables et banches et coffrages tunnels utilisant un système de construction en voiles et dalles pleines en béton armé.

Alors c'est dans ce cadre que nous avons orienté notre projet de fin d'étude universitaire en choisissant l'étude d'un projet d'AADL en système constructif en coffrage tunnel situé à BLIDA.

Ce system nous permet de réaliser une moyenne de deux logements par jours, il permet aussi de gagner sur la qualité de la construction compte tenu des moyens utilisés et de la répétitivité des taches exécutées par les ouvriers sur chantiers.

Dans la présente étude dont l'objectif principal analyser l'impact des changements introduits dans la nouvelle version du RPA sur la conception structurelle d'un bâtiment. Pour évaluer les différences en termes de dimensionnement, combinaison sismique, en évidence les charges et les contraintes de RPA 2024 par rapport RPA 2003.

De là et pour aboutir à notre objectif, nous organisons notre travail en huit chapitres en commençant par une introduction générale et en l'achevant par une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux et dans le deuxième chapitre la Pré-dimensionnement des éléments résistants et dans le troisième chapitre l'Étude des planchers et le quatrième chapitre Etude des éléments non structuraux et le cinquième chapitre l'Étude Sismique de la structure et le sixième chapitre l'étude des voiles enfin, le septième chapitre concerne Étude de l'infrastructure et dans le dernier chapitre étude comparative.

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

I.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

La structure, ou ossature est le squelette d'un bâtiment. Elle supporte les efforts dus aux poids de la construction elle-même, aux charges d'exploitation (poids des personnes, du mobilier et des équipements).

I.2 A propos de notre ouvrage

I.2.1 Situation et destination

Le présent travail a pour but d'étudier un bâtiment usage d'habitation, comportant un rez-de-chaussée et neuf étages et vide sanitaire ; qui est Implanté à commune de **Bouinan** Wilaya De BLIDA, selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 v 2003**), elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**) et selon le règlement parasismique algérien (**RPA 2024**), elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone VI**).

- ✓ Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I.2.2 Mise en évidence de notre mission

La mission qui nous a été confiée était de modéliser la structure sur un logiciel de calculs aux éléments finis (Etabs 18), de dimensionner de contreventement à tous les niveaux, et de dimensionner le système de fondation, tous cela en respectant la réglementation.

I.3 Caractéristique géométrique

- Notre structure est entièrement prévue en béton armé et a une forme irrégulière en plan, le plancher terrasse est inaccessible.
- La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparer à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens au plan et assurent par la même occasion son contreventement. Réaliser par une entreprise nationale avec un système de coffrage tunnel.
- D'après le **RPA 99/version 2003 et RPA 2024** et le système de contreventement adopté, les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

- L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet.

Les dimensions en plan et en élévation sont récapitulées ci-après :

A- Les dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment H = 30.6m
- Hauteur de RDC h = 3.06m.
- Hauteur d'étage courant.....h = 3.06m

B- Les dimensions en plan

- Longueur totaleL long = 32.60m.
- Largeur totale...L trans= 20.02m

I.3.1 Présentation architecturale

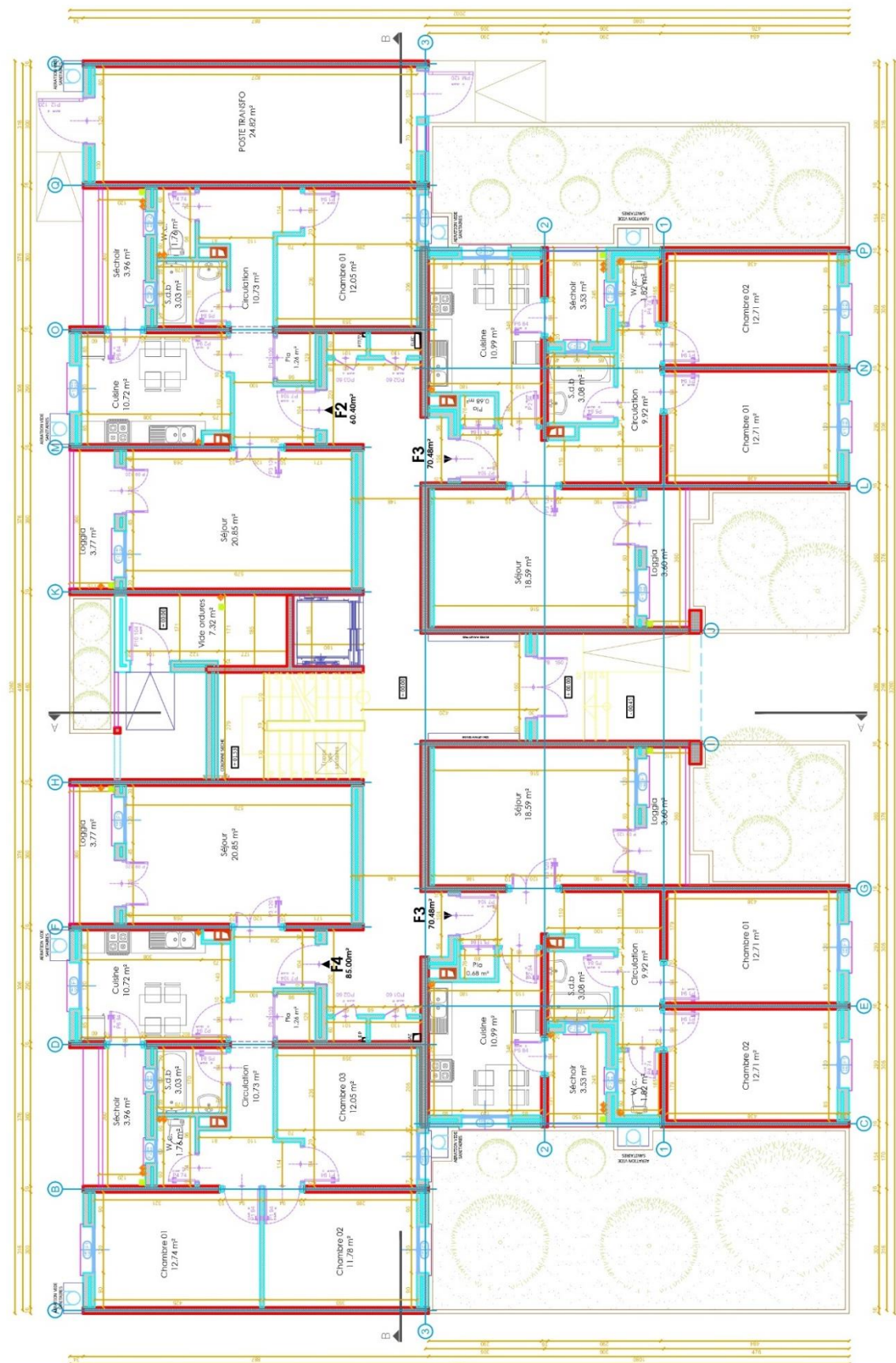


Figure I. 1: Vue en plan RDC.

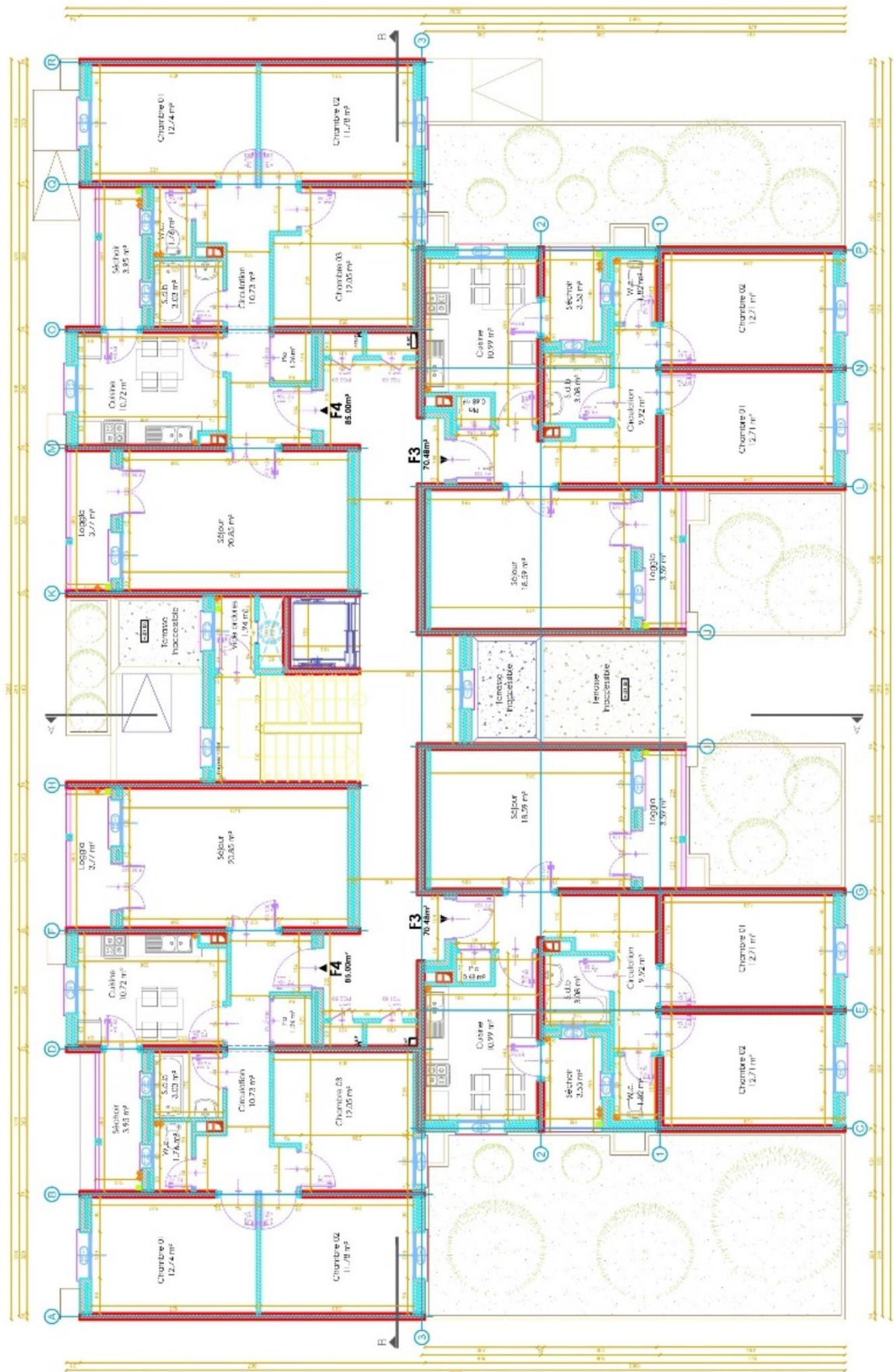




Figure I. 3: Vue En Plan Façade Principale.

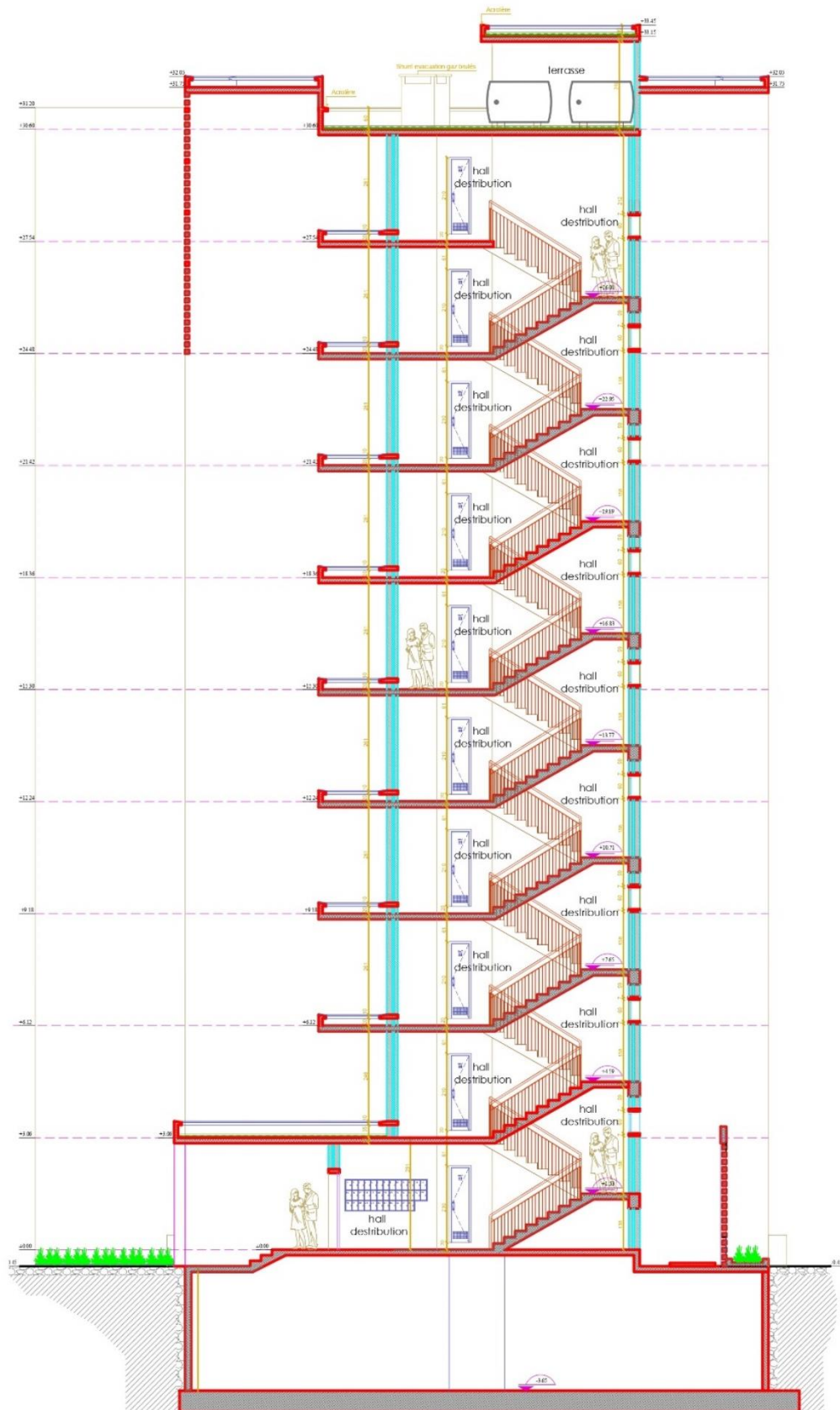


Figure I. 4: Vue en plan coupe A-A.

I.3.2 Ossature

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique. Selon le règlement parasismique algérien.

I.3.3 Classification de l'ouvrage selon son importance

Ce bâtiment est à usage d'habitation et sa hauteur ne dépasse pas 48 m, il doit donc appartenir aux ouvrages du groupe 02.

I.3.4 Planchers

Plancher qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux et participent à l'isolation acoustique, l'isolation thermique, et l'isolation contre feu. Ils sont également utilisés pour passage des gaines et réseaux de canalisation.

Le type du plancher est en fonction de :

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

Selon les critères ci-dessus nous optons pour 01 type de plancher pour notre ouvrage :

- ✓ Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher a dalle pleine.

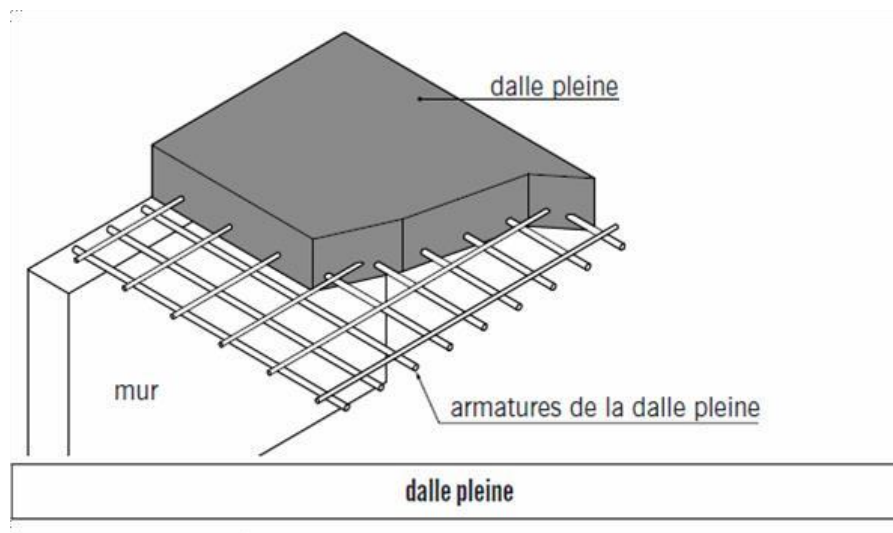


Figure I. 5: plancher a dalle pleine.

I.3.5 Maçonnerie

On a deux types :

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

1- **Murs extérieurs** : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Plaque de plâtre de 1.2cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** : double plaque de plâtre séparé par une isolation.

I.3.6 Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage (Ligneux).
- Dalle de sol.
- Revêtement de façade (fibres-ciment)
- Faux plafond.
- Céramique.

I.3.7 Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.8 Escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, notre structure comporte 1 type d'escaliers :

- ✓ Escalier a paillasse porteuse (2 volées et 2 paliers)

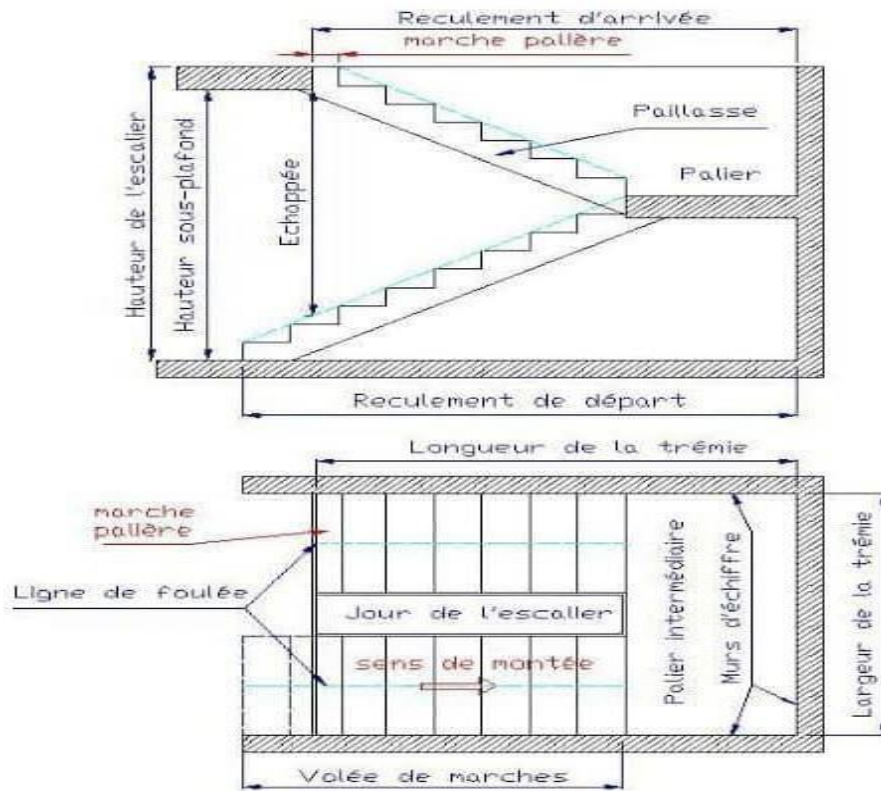


Figure I. 6: Schéma des escaliers.

I.3.9 Ascenseurs

Notre structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

I.3.10 Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- d- La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
- e- La catégorie de site **S3**.

I.4 Caractéristiques des matériaux

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en Béton Armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.4.1 Le Béton

Le béton comme les roches naturelles, est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

a) Liant hydraulique :

Un **liant hydraulique** est un liant qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau et est aussi capable de le faire sous l'eau, ce que l'on nomme hydraulité. Il est utilisé dans la construction et dans l'industrie routière afin de répartir la pression uniformément sur toute la surface des particules.

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau forme une pâte faisant prise et durcit, et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Il existe aussi d'autres liants hydrauliques comme les chaux hydraulique naturelles et artificielles.

b) Principales catégories de ciments :

Il existe ci que catégories de ciments désignés par les notations suivantes :

- Le Ciment de portland (**CPA - CEM I**)
- Le Ciment de portland composé (**CPJ - CEM II**)
- Le ciment de haut fourneau (**CHF - CEM II**)
- Le ciment de laitier au clinker (**CLK - CEM IV**)
- Le ciment au laitier et aux cendres (**CLC - CEM V**)

c) Les classes de résistances des ciments courants :

Les ciments courants sont classés d'après la norme NA 442 en classes de résistance. On distingue la résistance normale et la résistance au jeune âge. La résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique en compression déterminée conformément à la norme NA 234 à 28 jours d'âge et exprimée en N/mm² (ou MPa).

Il existe trois classes de résistance normale a 28 jours, désigné par leur valeur caractéristique inférieure : classe 32.5/ classe 42.5 / classe 52.5

Les classes de résistance élevées au jeune âge sont désignées par : 32.5R ; 42.5R ; 52.5R.

d) Les granulats (gravier et sable) :

Issus de roches dures ou meubles qui une fois agglomérés par le ciment constituent le squelette du béton. Ils sont constitués par un ensemble de grains minéraux appelés fines, sables et gravillons suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 80 mm.

Les granulats sont caractérisé par leur granulométrie qui consiste à déterminer la distribution des différents diamètres des grains qui composent le granulat et sont classés en fonction de leur dimension : 0/5, 3/8, 5/15, 15/25.

Pour le gravier on obtiendra par calibrage les dimensions suivant :(3/8mm), (8/15mm) et (15/25mm).

A noté qua la classe des granulats doit être choisie de telle sorte que la dimension du plus gros grain puisse se frayer un passage entre les armatures et les parois décoffrage mais plus important encore, ils doivent être de bonne qualité et exemptés d'impuretés.

e) L'eau de gâchage :

La qualité de l'eau de gâchage peut avoir une influence directe sur la prise, le développement des résistances du béton et peut aussi avoir un rôle inverse, si elle n'est pas de qualité en favorisent la corrosion des armatures.

L'eau de gâchage ne doit pas contenir de matière en suspension, de débris végétaux, etc. Elle doit être incolore et inodore, en cas de doute il faut demander une analyse chimique.

f) Les adjuvants pour bétons :

L'état durci. Selon la norme EN NF 934-2, un adjuvant est incorporé lors du malaxage du béton à un dosage inférieur à 5 % des éléments fins (ciment).

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du produits de ciment, donc 0.4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants utilisés dans notre ouvrage sont :

► **Plastocrete 160 :**

Plastocret 160 est un plastifiant accélérateur de durcissement pour béton prêt l'emploi, il permet une meilleure hydratation du ciment par son effet de défloculation et provoque une augmentation des résistances mécaniques dès les jeunes âges et diminue l'absorption capillaire.

L'effet accélérateur de durcissement de ce plastifiant permet d'obtenir plus rapidement les résistances minimales nécessaires au décoffrage. Ceci est particulièrement intéressant dans les cas suivants :

- ✓ **Chantier de bâtiment** : décoffrage le lendemain du coulage même par temps frais (ce qui est le cas de notre ouvrage)
- ✓ **Préfabrication légère** : diminution des délais de manipulation des pièces.

► **Medaflow 30 :**

Le Medaflow 30 est un super plastifiant haut réducteur d'eau.

- **Sur béton frais :**

Permet d'avoir un rapport E/C très faible ainsi qu'une amélioration considérable de la fluidité, il offre au béton une très bonne maniabilité, évite sa ségrégation et facilite sa mise œuvre.

- **Sur béton durci :**

Permet d'augmenter les résistances mécaniques à jeune âge et à long terme du béton, diminue sa porosité, augmente sa durabilité et diminue le retrait ainsi que le risque de fissuration.

Composition du béton utilisée dans notre projet :

La composition du béton est illustrée dans le tableau ci-dessous :

Composants du béton	Dosage
Ciment (CPJ-CEM II/ A42.5)	400 kg/m ³
Gravier	388 Kg/m ³ du 3/8mm
	794 Kg/m ³ du 8/15mm
Sable	617 L/m ³
L'eau de gâchage	de 185 à 200 L/m ³
Adjuvant (Plastocrete 160)	de 0.3% à 0.35%
Adjuvant (Medaflow 30)	de 0.2% à 0.25%

Note : notre béton est de classe : C 25/30.

a- Résistance à la compression (j) jours [Art A- 2-1-11 BAEL 91] :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une Valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit (Art A-2-1-11 BAEL 91) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \underline{f_{ci}} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \underline{f_{c28}} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \underline{f_{ci}} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \underline{f_{c28}} & \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

En considérant aussi le **RPA99 V2003** et **RPA 2024** :

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 15 MPa.

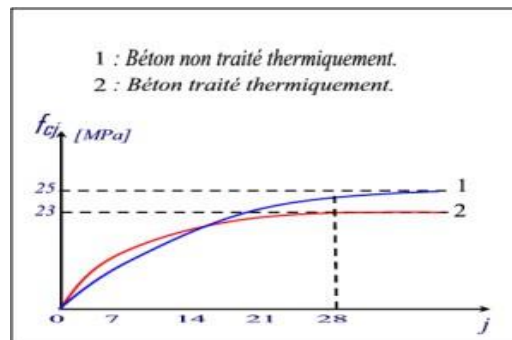


Figure I. 7: Evaluation de la résistance de compression f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

D'après les règles du **C.B.A 93 article A2.1.1** On peut admettre que pour $j = 28$, la résistance f_{cj} des bétons **non traités thermiquement**

b- Résistance à la traction [Art A-2 12 BAEL91] :

Cette résistance est déterminée expérimentalement après trois types d'essais :

- Essai par traction directe sur éprouvette.
- Essai et calcul de contrainte de traction sur éprouvette fléchi.
- Essai brésilien par fendage du béton.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée est définie

selon Le **BAEL91 (Art A.2.1, 12)** par la relation :

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

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa donc } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

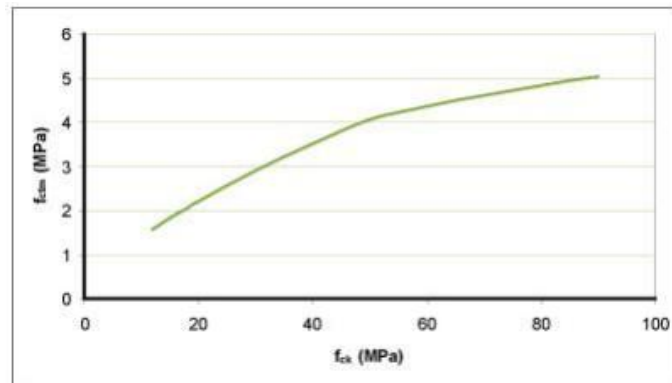


Figure I. 8: Evaluation de la résistance de traction f_{tj} en fonction la résistance de compression f_{cj} .

c- Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

1. Module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad E_{i\,28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

2. Module de déformation longitudinale différée

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad E_{v\,28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

d- La masse volumique du béton armé

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

e- Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0 \Leftrightarrow \text{Béton fissuré à L'E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \Leftrightarrow \text{Béton non fissuré à L'E.L.S.}$$

f- Les Contrainte Limites

a. Etat limite ultime « E.L.U » C.B.A 93, A.4.5.2 :

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction.
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles.

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

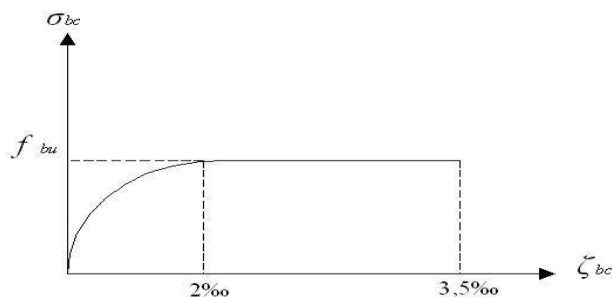


Figure I. 9: Diagramme Contraintes – Déformations ELU.

b. Etat limite de service « E.L.S » C.B.A 93, A.4.5.2

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- i. Le confort
- ii. Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

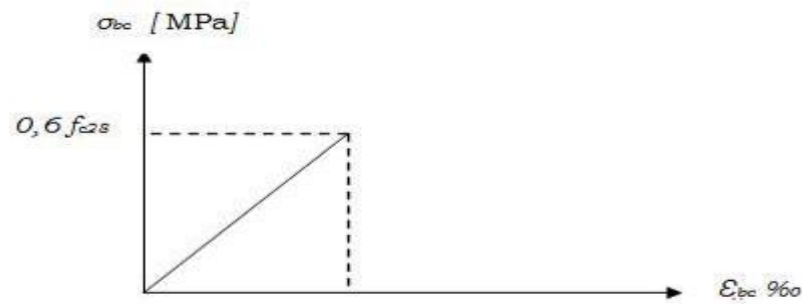


Figure I. 10: Diagramme Contraintes – Déformations ELS.

Contrainte limite de cisaillement C.B.A 93, A5.1.2.1 :

$$\tau_u \leq \min (3,3 ; 5) \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\frac{x}{h}} ; 4 \right) \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration (ou très) préjudiciable} \\ \tau_u \leq \min (2,5 ; 5) \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 3 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.4.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique.

Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses.

- ✓ Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : **FeE500**.

- ✓ Les treillis soudés en panneaux (TS) :

Armatures prêtes à l'emploi, formé de fils tréfilés d'aciers doux cranté (nervuré) assemblés rigidement en maille carrés ou rectangulaires par soudure électrique.

Les sections d'acier et mailles utilisées :

- TS6 (200× 300) $\longrightarrow$ Acier TLE500
- TS5.5 (150× 200) $\longrightarrow$ Acier TLE500

-Contrainte limite de l'acier

➤ **ELU** : d'après le (C.B.A 93 A.4.3.2) :

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

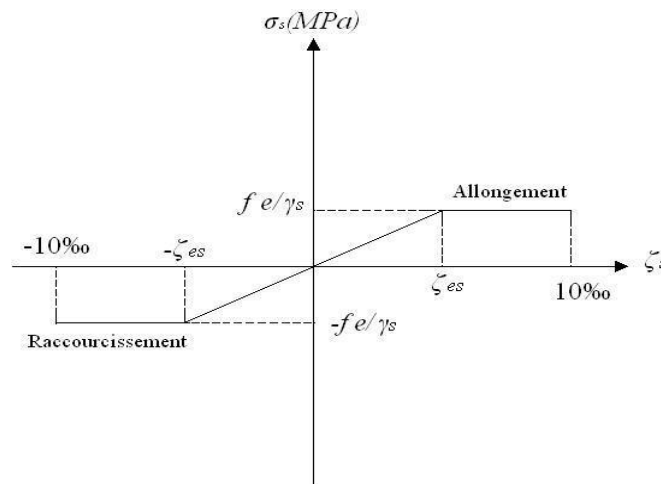


Figure I. 11: Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

Coefficient de sécurité y_s $\sigma_s = \frac{f_e}{y_s}$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

$$y_s = \begin{cases} 1.00 & \text{(situation accidentelle)} \\ 1.15 & \text{(situation durable et transitoire)} \end{cases}$$

➤ **ELS** : d'après le (C.B.A 93 A.4.5.3)

$$\sigma_s = \begin{cases} \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) \Rightarrow \text{fissuration non préjudiciable} \\ \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) \Rightarrow \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

Avec μ : coefficient de fissuration :

$$\mu = \begin{cases} 1 \Rightarrow \text{les ronds lisses (R.L)} \\ 1.6 \Rightarrow \text{à haute adhérence (H.A)} \end{cases}$$

- ✓ Il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s dans le cas de fissuration préjudiciable.

➤ **Module d'Elasticité de l'Acier**

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa

Note :

Les calculs de ce projet ont été effectués selon les règles BAEL 91 et le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003 et version 2024) en tenant compte de toutes les prescriptions du CTC sous contrôle régulier afin de garantir à notre structure une résistance suffisante durant son service.

I.5 Hypothèse de calcul

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation est égale à : $\frac{f_{eE}}{\gamma_s}$

$$\text{Haute adhérence} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 434.78 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \end{array} \right.$$

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

I.6 Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

✓ **RPA 99 version 2003 :**

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « E.L.U » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service : $P4 = G + Q.$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

E : L'effort de séisme.

✓ **RPA 99 version 2024 :**

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « E.L.U » sont :

3. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q$$

4. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + 0.3 Q \pm 0.3 E_x \pm E_y.$$

$$P3 = G + 0,3 Q \pm E_x \pm 0.3 E_y.$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite service : $P4 = G + Q.$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

E_x : L'effort de séisme au sens x-x.

E_y : L'effort de séisme au sens y-y.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction

Dans n'importe quel projet, le prédimensionnement est considéré comme étant une étape fondamentale qui consiste à estimer les dimensions des différents éléments structuraux de la construction afin de passer aux calculs, nous commencerons le prédimensionnement du haut vers la base comme suit :

- **Planchers**
- **Poutres**
- **Poteaux**
- **Voiles**

La structure du bâtiment que nous sommes en train d'étudier est différente comme nous l'avons pu le souligner précédemment, elle est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers à dalle pleine

II.2 Prédimensionnement des planchers

II.2.1 Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée. Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les 2/3 du mur. L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le **BAEL A.5.2, 1**) ou bien dans un seul sens.

Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées **L_x** et **L_y** mesurées entre nu d'appuis (**Fig II.1**).

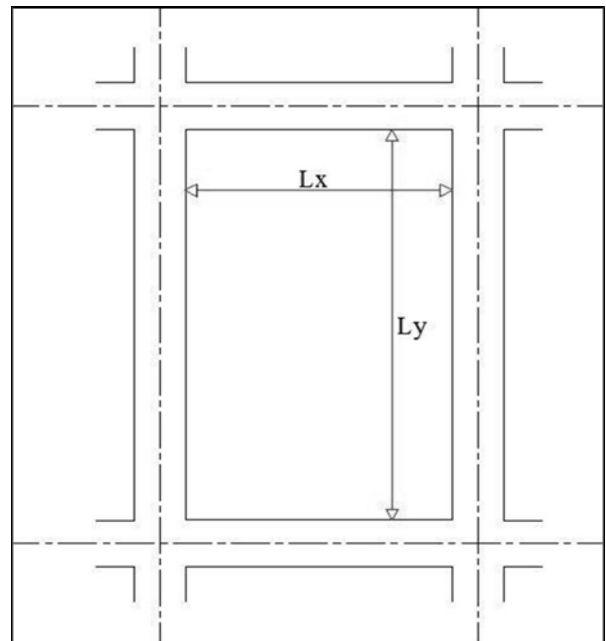


Figure II. 1: Schéma d'un panneau de dalle.

Soit :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Si $0,40 \leq \alpha \leq 1$

→ **La dalle est considérée comme portant dans deux directions.**

Si $\alpha \leq 0,40$

↳ La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

II.2.2 Justifications et vérifications

► Epaisseur « h_d » des dalles

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

$$\begin{cases} 1. \text{ Cas d'une dalle portant dans un seul sens } \Rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30}\right) \\ 2. \text{ Cas d'une dalle portant dans deux direction } \Rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30}\right) \end{cases}$$

Avec en générale :

L_x : la petite dimension du panneau de dalle

L_y : la grande dimension du panneau de dalle

La valeur « h_d » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives a :

- 1) La résistance à l'incendie,
- 2) L'isolation phonique,
- 3) La sollicitation d'effort tranchant (**BAEL A.5.2**).

$$\Rightarrow \text{Pour le présent projet, nous avons : } \begin{cases} L_x = 3,60 \text{ m} \\ L_y = 10,05 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{3,60}{10,05} = 0,34$$

Conclusion : la dalle porte suivant un seul sens et donc :

$$\hookrightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30}\right) \Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \times 360 \text{ m}$$

$$h_d = (10,29 \div 12) \text{ cm} \Rightarrow h_d = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

1) Condition de résistance à l'incendie :

✓ Pour une heure de coupe- $\longrightarrow h_d = \mathbf{7 \text{ cm}}$

✓ Pour deux heures de coupe- $\longrightarrow h_d = \mathbf{11 \text{ cm}}$

2) Condition d'isolation phonique :

✓ Contre les bruits ariens : $25 \times h_d \geq 3,5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow h_d = \mathbf{14 \text{ cm}}$

✓ Contre les bruits d'impacts : $25 \times h_d \geq 4 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow h_d = \mathbf{15 \text{ cm}}$

Conclusion : L'épaisseur de la dalle pleine sera égale a : $h_d = 15 \text{ cm}^2$

II.2.3 Descente de charges

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.2.3.1 Les charges permanentes

Représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

a) Planchers terrasse (inaccessible) :

Matériau	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m ² /cm)	G (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0,80
Etanchéité multicouche	/	/	0,12
Forme de pente en béton (1%)	H _{moy} = 12	22	2,64
Isolation thermique en polystyrène	4	0,25	0,01
Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
Enduit au plâtre	1,5	10	0,15
			7,47

b) Planchers étage

Matériau	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m ² /cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
Enduit en plâtre	1,5	10	0,15
Cloisons légères	/	/	0,50
			5,60

II.2.3.2 Les charges d'exploitations

Surcharges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Il faut rappeler que notre ouvrage est bâtiment à usage d'habitation.

1) **Planchers terrasse (inaccessible) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$**

2) **Planchers étage courant (niveau 1 $\Rightarrow$ 09) : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$**

II.2.4 Les combinaisons d'action

1) Planchers terrasse (inaccessible) :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 7,47 + 1,5 \times 1$$

$$P_u = 11,5845 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 7,47 + 1$$

$$P_{\text{ser}} = 8,47 \text{ KN/m}^2$$

2) Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 5,60 + 1,5 \times 1,50$$

$$P_u = 9,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 5,60 + 1,50$$

$$P_{\text{ser}} = 7,10 \text{ KN/m}^2$$

II.2.4.1 Maçonnerie

- **Murs extérieurs** : la maçonnerie utilisée est en brique et plaque de plâtre

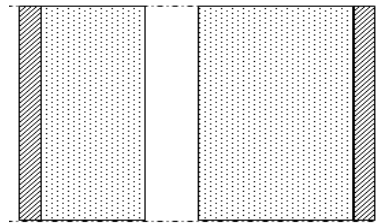


Figure II. 2: Constituants d'un mur extérieur.

Désignation	e (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Enduit de ciment	2	18	0.36
2- plaque de plâtre	1,2	/	0.47
3- brique creuse	10	9	0.90
4- Enduit de plâtre	2	10	0.2
5- vide d'aire	/	/	/
Charge Permanente	G=1,95 KN/m²		

- **Murs intérieurs** : la maçonnerie utilisée est en brique et plaque de plâtre

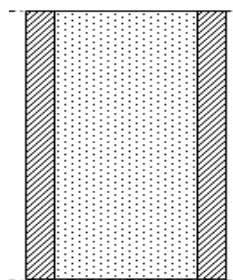


Figure II. 3: Constituants d'un mur intérieur.

Désignation	e (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Enduit de plâtre	2	10	0.2
2- Plaque de plâtre	1,2	/	0.5
3- Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge Permanente	G=0,9 KN/m²		

II.3 Pré-dimensionnement des voiles

II.3.1 Voiles porteurs et de contreventement

D'après le **RPA99/2003 et RPA2024**, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'article 7.7.1 du **RPA99/2003 et RPA2024**, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

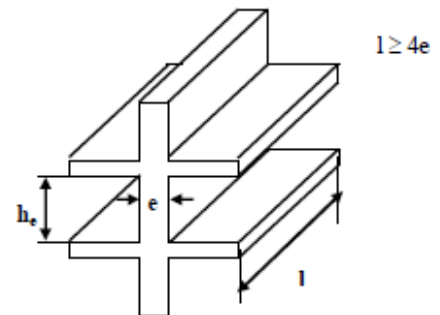


Figure II. 4: Schéma du voile.

$$\Rightarrow L \geq 4e$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} \text{ (Les premiers cas ne sont pas recommandés, donc on optera pour le 3ème)}$$

Avec :

❖ **L** : largeur du voile correspondant à la portée minimale.

❖ **e** : épaisseur du voile. 

❖ **h_e** : hauteur libre d'étage.

$$e \geq \frac{290}{20}$$

$$e \geq 14,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera choix : **e = 16 cm**

$$e = 20 \text{ cm}$$

II.3.2 Voile périphérique

C'est un élément d'infrastructure, relie deux niveaux, celui des fondations et celui de la structure.

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

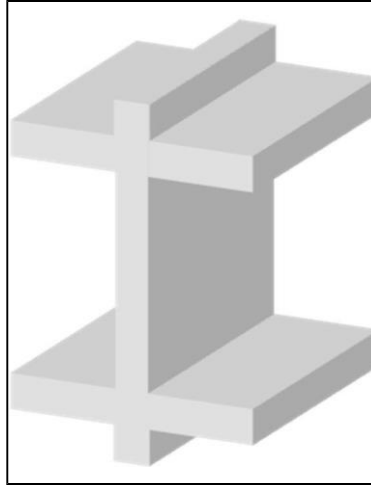


Figure II. 5: Coupe de voile en élévation.

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 Introduction

Le plancher est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction les surcharges de fonctionnement du bâtiment, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations réseaux divers.

Sa fonction principale consiste à :

Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux ; Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme) ;

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ✓ Dalle,
- ✓ Nervures ou poutrelles,
- ✓ Poutres,
- ✓ Linteaux.

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

A noter que notre ouvrage comporte que des planchers à dalle pleine.

III.2 Principe de calcul :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera la méthode BAEL, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastrees, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à $1,25 M_0$ dans les deux directions :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

M_t : Moment en travée.

M_w et M_e : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

M_x : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de $0,25M_0$ permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

III.3 Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport on distingue deux cas :

$$\left(a = \frac{L_x}{L_y} \right)$$

III.3.1 Dalle portant dans un seul sens :

Appelé aussi dalle sur deux appuis, elle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \text{Le rapport: } a = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \right.$$

La charge est uniformément chargée.

Remarque :

Les moments fléchissant sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension L_x .

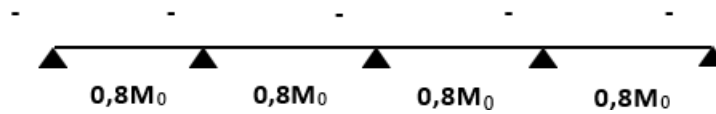
Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur ($b = 1\text{m}$) et de hauteur (h_0) et de portée (L_x).

Les armatures (A_x) calculées sont parallèles à (L_x) et suivant le sens de (L_y), on place des armatures de répartition (A_y).

Pour la détermination des moments fléchissant d'une dalle continue et lorsqu'il s'agit d'un plancher a charge d'exploitation modérée et considéré semi-encasté au niveau des appuis de rive, on a alors :

$$\Rightarrow \text{Moment en travée : } M_t = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8 M_0$$

⇒ Moment en appui : $M_a = \frac{qL_x^2}{10} = 0,5 M_0$ Avec : $M_0 = \frac{qL_x^2}{10}$



III.3.2 Dalle portant dans deux directions :

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux direction, lorsque les deux conditions sont vérifier :

$$\begin{cases} \text{Le rapport: } 0,4 < a = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément chargée} \end{cases}$$

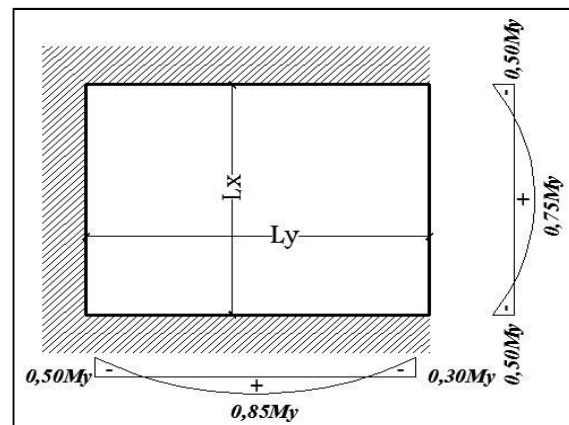
Ou la dalle est soumise à une charge concentrée

Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif 99, Les dalles rectangulaires encastrees (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% et 25% selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, $0,85M_0$ et $0,75M_0$.

Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de 40% et 50% des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.



Dans le cas d'une dalle portant sur deux direction et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (M_x et M_y) doivent être affectés d'un coefficient réducteur (noté μ_x et μ_y) déterminé en fonction de (a ; u):

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 (\text{suivent le sens de } L_x) \\ M_y = \mu_y \cdot M_x (\text{suivent le sens de } L_y) \end{cases}$$

ν : coefficient de poisson

$\nu = 0,2$ (pour un béton non fissuré a l'ELS)

$\nu = 0$ (pour un béton fissuré a l'ELU).

III.4 Les conditions d'appuis

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi-encastrement aux appuis, on calculera les moments M_x et M_y par les coefficients suivants :

III.4.1 Panneau considéré continu au-delà de ses appuis

Suivant le sens (x) :

$$M_{tx} = 0,75M_x(\text{en travée})$$

$$M_{ax} = -0,50M_x(\text{en appuis})$$

Suivant le sens (y) :

$$M_{ty} = 0,75M_y(\text{en travée})$$

$$M_{ay} = -0,50M_y(\text{en appuis})$$

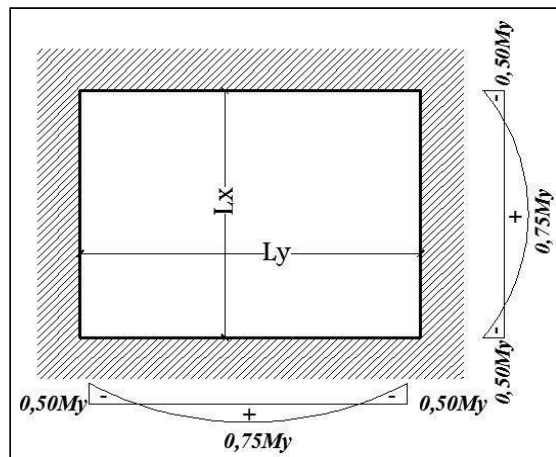


Figure III. 1: Schéma d'un panneau continu au-delà.

III.4.2 Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

Suivant le sens (x) :

$$M_{tx} = 0,85M_x(\text{en travée})$$

$$M_{ax} = -0,30M_x(\text{de rive})$$

(En appuis)

$$M_{ax} = -0,50M_x(\text{intermédiaire})$$

Suivant le sens (y) :

$$M_{ty} = 0,85M_y \quad M_{ay} = -0,30M_y \quad M_{ay} = -0,50M_y$$

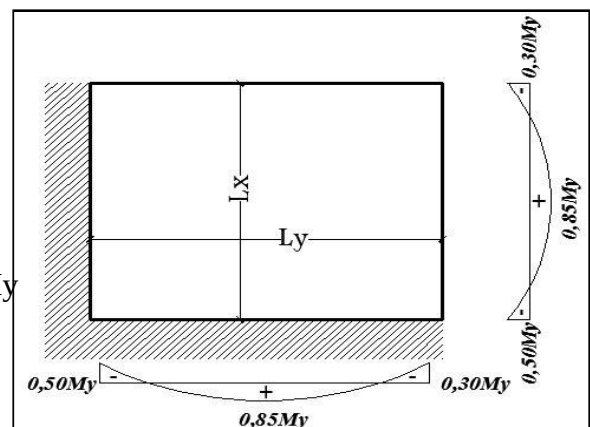


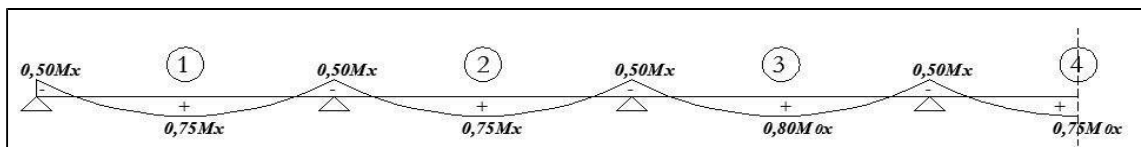
Figure : Schéma d'un panneau continu au-delà.



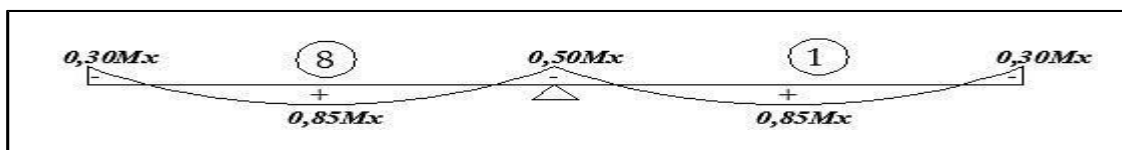
III.5 Les étapes de calcul

III.5.1 Distribution des panneaux de dalle sur le plan

Sens x – x :



Sens y – y :



III.6 Calcul de l'enrobage

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91)

$$\Phi_{\max} = \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm} \Rightarrow \Phi_{\max} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

On prendra dans notre calcul : $\emptyset = 8 \text{ mm}$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est : Pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2 \text{ cm}$

Pour un plancher non exposé aux intempéries : **a = 1cm**

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieure seront placées à 1cm de la paroi (a = 1cm).

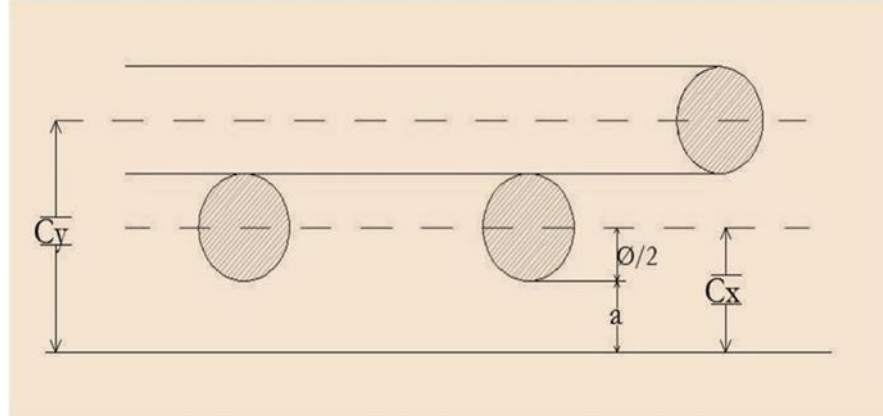


Figure III. 2: Enrobage.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + 4) = \mathbf{14 \text{ mm}} \\ C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi \Rightarrow C_y = (10 + 8 + 4) = \mathbf{22 \text{ mm}} \end{cases}$$

Les hauteurs utiles :

$$\begin{cases} d_x = h_d - C_x = 15 - 1,4 = 13,6 \text{ cm} \\ d_y = h_d - C_y = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ cm} \end{cases}$$

III.7 Calcul des sollicitations

III.7.1 Combinaisons fondamentales

D'après la descente des charges effectuée dans le chapitre (II); on a :

↳ plancher terrasse (inaccessible): **G = 7,47 kN/m² P = 1,00kN/m²**

$$\text{ELU : } \overline{Q_u} = 1,35G + 1,5P = (1,35 \times 7,47 + 1,5 \times 1,00)$$

$$\overline{Q_u} = 11,5845 \text{ kN/m}^2$$

↳ **G = 5,60 kN/m² P = 1,50kN/m²**

Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } \overline{Q_u} = 1,35G + 1,5P = (1,35 \times 5,60 + 1,5 \times 1,50)$$

$$\overline{Q_u} = 19,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \overline{Q_s} = G + P = (5,60 + 1,5)$$

$$\overline{Q_s} = 7,10 \text{ kN/m}^2$$

III.7.2 Calcul des moments fléchissant

On distingue deux types de calculs propres à chaque type de panneau :

III.7.2.1 Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 1, 3, 6, 8)

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (6) ($L_x = 3.00 \text{ m}$; $L_y = 9.00 \text{ m}$)

$$a = \frac{L_x}{L_y} = 0,33 \rightarrow a < 0,4$$

✓ Charge uniformément répartie

A noté que pour la détermination des moments fléchissant, le panneau (6) est considéré comme étant encastré au niveau de ces appuis.

↳ Pour le plancher terrasse :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} Q_u = \overline{Q}_u \times 1,00 = 11,5845 \times 1,00 = 11,5845 \text{ kN/ml} \\ Q_s = \overline{Q}_s \times 1,00 = 8,47 \times 1,00 = 8,47 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \begin{cases} \text{ELU: } M_{0x} = 13,0326 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } M_{0x} = 9,5288 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{qL_x^2}{10} \begin{cases} \text{ELU: } M_{tx} = 10,426 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } M_{tx} = 7,623 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{qL_x^2}{16} \begin{cases} \text{ELU: } M_{ax} = 10,5163 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } M_{ax} = 4,764 \text{ kN.m} \end{cases}$$

↳ Pour le plancher des étages courants :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} Q_u = \overline{Q}_u \times 1,00 = 9,81 \times 1,00 = 9,81 \text{ kN/ml} \\ Q_s = \overline{Q}_s \times 1,00 = 7,10 \times 1,00 = 7,10 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \begin{cases} \text{ELU: } M_{0x} = 11,0363 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } M_{0x} = 7,99 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{qLx^2}{10} \begin{cases} \text{ELU: } M_{tx} = 8,829 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } M_{tx} = 6,39 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{qLx^2}{16} \begin{cases} \text{ELU: } M_{ax} = 5,518 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } M_{ax} = 3,994 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque : Ces calculs sont valables pour le panneau de dalle (6).

III.7.2.2 Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 2, 4, 5, 7, 9...18)

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (7) ($Lx = 3,60 \text{ m}$; $Ly = 8,5 \text{ m}$)

$$a = \frac{Lx}{Ly} = 0,42 \Rightarrow 0,4 < a < 1$$

✓ **Charge uniformément répartie**

$$M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Les coefficients réducteur (μ_x et μ_y) sont déterminés en fonction de (a ; u) et relevé du tableau de l'annexe E3 du **BAEL**.

III.7.3 Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU)

↳ **Pour le plancher terrasse: $Q_u = 11,5845 \text{ kN/ml}$**

$$\begin{cases} M_x^u = 0,1075 \times 11,5845 \times (3,6)^2 = 16,1396 \text{ kN.m} \\ M_y^u = 0,25 \times 16,1396 = 4,0349 \text{ kN.m} \end{cases}$$

⇒ **Moment en travée**

$$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 16,1396 = 12,105 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 4,0349 = 3,43 \text{ kN.m}$$

Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M^u = -0,5 \times M^u = -0,5 \times 16,1396 = -7,0698 \text{ kN.m}$$

$$\text{Droite : } M^u = -0,5 \times M^u = -0,5 \times 16,1396 = -7,0698 \text{ kN.m}$$

$$M^u = -0,5 \times M^u = -0,5 \times 4,0349 = -2,018 \text{ kN.m}$$

Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,0349 = -1,105 \text{ kN.m}$$

$$M_{arx}^u = -0,5 \times M_{y1} = -0,5 \times 16,1396 = -8,98 \text{ kN.m}$$

III.7.4 Calcul a l'état limite ultime de service (ELS)

↳ Pour le plancher terrasse: $Q_s = 8,47 \text{ kN/ml}$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,1075 \times 8,47 \times (3,6)^2 = 11,8 \text{ kN.m} \\ M_y^s = 0,25 \times 11,8 = 2,5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

⇒ **Moment en travée**

$$M_{tx}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 11,8 = 8,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 2,95 = 2,5076 \text{ kN.m}$$

Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M_x^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 11,8 = -5,9 \text{ kN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 11,8 = -5,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay}^s = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 2,95 = -1,475 \text{ kN.m}$$

Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^s = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 2,95 = -0,885 \text{ kN.m}$$

$$M_{arx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 11,8 = -5,9 \text{ kN.m}$$

III.7.5 Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU)

↳ Pour le plancher courant: $Q_u = 9,81 \text{ kN/ml}$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,1075 \times 9,81 \times (3,6)^2 = 13,667 \text{ kN.m} \\ M_y^s = 0,25 \times 13,667 = 3,417 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 13,667 = 10,25 \text{ kN.m} \\ M_{ty}^u = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 3,417 = 2,9043 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appui intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_x^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 13,667 = -6,833 \text{ kN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 13,667 = -6,833 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay}^s = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 3,417 = -1,708 \text{ kN.m}$$

- **Moment en appui de rive :**

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 3,417 = -1,025 \text{ kN.m}$$

$$M_{arx}^u = -0,5 \times M_{y1} = -0,5 \times 13,667 = -6,833 \text{ kN.m}$$

III.7.6 Calcul à l'état limite ultime de service (ELS)

↳ **Pour le plancher courant: $Q_s = 7,10 \text{ kN/ml}$**

$$\begin{cases} M_x^s = 0,1075 \times 7,10 \times (3,6)^2 = 9,892 \text{ kN.m} \\ M_y^s = 0,25 \times 9,892 = 2,473 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 9,892 = 7,4188 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 2,473 = 2,102 \text{ kN.m}$$

- **Moment en appui intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_x^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 9,892 = -4,946 \text{ kN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 9,892 = -4,946 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay}^s = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 2,473 = -1,236 \text{ kN.m}$$

- **Moment en appui de rive :**

$$M_{ary}^s = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 2,473 = -0,742 \text{ kN.m}$$

$$M_{arx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 9,892 = -4,9458 \text{ kN.m}$$

III.8 Détermination des armatures

III.8.1 Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 1, 3, 6, 8)

↳ **plancher terrasse (inaccessible):**

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{13020}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.05$$

$$\mu = 0,09064 < \mu_l = 0,371 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{500}{1.05} = 435 \text{ MPa}$$

$$a = 0,0641$$

$$Z_u = 131,53 \text{ mm}$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}}{Z_u \times \sigma_s} = 2,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :

$$A^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A^u = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = M_{ax}(A_{cal}; A_{min}) = M_{ax}(2,27; 1,2) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm}) \quad e \leq 33 \text{ cm}$$

4) Choix des Armatures :

$$A^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

III.8.1.1 Etat limite de service (ELS)

Avant de passé au calcul a l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé σ_b , a la contrainte des aciers σ_s et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

- ✓ La contrainte des armatures tendues σ_s :

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuer pour σ_s .

- ✓ La contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que : $\sigma_b \leq 0,6f_{c28}$

5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{14 \times Au}{b} = \frac{14 \times 2,51}{100} \Rightarrow D = 0,3514$$

$$E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,5 \times 0,3514$$

$$E = 9,488 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2}$$

$$y_1 = 2,7854 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 2,7854^3}{3} + 14 \times 2,51 \times (13,5 - 2,7854)^2 \Rightarrow I = 4754,512 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{9528,8}{4754,512} = 2,004$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 = 2,004 \times 2,7854 \Rightarrow \sigma_b = 5,5824 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

La contrainte du béton σ_b étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU ($A_u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

En appuis	$M_{ax}^u = 10,426 \text{ kN.m}$	$M_{ax}^{ser} = 7,623 \text{ kN.m}$
-----------	----------------------------------	-------------------------------------

III.8.1.2 Etat limite ultime (ELU)

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{10426}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,0403$$

$$\mu = 0,0403 < \mu_r = 0,371 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$a = 0,0514$$

$$Z_u = 132,223 \text{ mm}$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}}{Z_u \times \sigma_s} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 ., 2.1) :

$$A_{ax}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{ax}^u = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax}^u = M_{ax}(A_{cal}; A_{min}) = \frac{M_{ax}(1,82; 1,2)cm^2}{ml} \Rightarrow A_{ax}^u = 1,82 cm^2/ml$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd; 33cm) = \min(3 \times 15; 33cm) \Rightarrow e < 33 cm$$

4) Choix des Armatures :

$$A_{ax}^u = 1,82cm^2/ml \Rightarrow (4T8 \rightarrow e = 25cm)$$

III.8.1.3 Etat limite de service (ELS)

Vérifications de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b ainsi que la contrainte des aciers σ_s et aux déformations.

✓ La vérification de la contrainte des aciers σ_s n'est pas nécessaire (fissuration peu nuisible).

✓ La vérification de la contrainte de béton σ_b passe par les calculs suivants

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
D	$\frac{14 \times A_u}{b}$	0,255
E	$2 \times d \times D$	6,88 cm ²
y₁	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2,38 cm
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 14 \times A_u \times (d - y_1)^2$	
k	$\frac{M_{tx}^{ser}}{I}$	3600,24cm ⁴
σ_b	$k \times y_1$	2,117
$\overline{\sigma_b}$	$0,6 \times f_{C28}$	5,04 MPa

Données	Unités
f_{C28}	25 MPa
d	13,5 cm
b	100 cm
M_{ax}^{ser}	7,623 KN.m
A_u	1,82 cm ² /ml

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

La fissuration est peu nuisible

↳ (Aucune vérification pour σ_s)

Plancher étages courants :

En travée	M_{tx}^u = 8,829 kN.m	M_{tx}^{ser} = 6,39 kN.m
------------------	--	---

Le principe de calcul pour le plancher des étages courants et le même que pour le plancher terrasse. Les résultats sont illustrés ci-dessous dans les tableaux

Etat limite ultime (ELU):		
μ	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$	0,0341
α	$1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0434
ξ	$1 - 0,4\alpha$	0,9827
A_{tx}^u	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \xi \times d}$	1,53

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	13,5 cm
b	100 cm
M_{tx}^u	8,829 KN.m
A_u	2,51 cm ² /ml

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

↳ (Aucune vérification pour σ_s)

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

Plancher étages courants :

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
D	$\frac{14 \times A_u}{b}$	0,215
E	$2 \times d \times D$	5,76 cm ²
y₁	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2,196 cm
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 14 \times A_u \times (d - y_1)^2$	3090,06 cm ⁴
k	$\frac{M_{tx}^{ser}}{I}$	2,068
σ_b	$k \times y_1$	4,55 MPa
$\bar{\sigma}_b$	$0,6 \times f_{c28}$	15 MPa

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	13,5 cm
b	100 cm
M_{tx}^{ser}	6,39 KN.m
σ_{bc}	14,2 MPa
σ_s	435 MPa

En appuis	$M_{tx}^u = 8,829 \text{ kN.m}$	$M_{tx}^{ser} = 6,39 \text{ kN.m}$
-----------	---------------------------------	------------------------------------

Etat limite ultime (ELU) :		
μ	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$	0,0479
α	$1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0613
β	$1 - 0,4\alpha$	0,975
A_{ax}^u	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	2,02

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	12,6 cm
b	100 cm
M_{ax}^{ser}	7827,75 N.m
A_u	2,51 cm ² /ml

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
D	$\frac{14 \times A_u}{b}$	0,351
E	$2 \times d \times D$	8,845 cm ²
y_1	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2,643 cm
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 14 \times A_u \times (d - y_1)^2$	4099,26
k	$\frac{M_{tx}^{ser}}{I}$	1,909
σ_b	$k \times y_1$	5,045
$\bar{\sigma}_b$	$0,6 \times f_{c28}$	15 MPa

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	12,6 cm
b	100 cm
M_{ax}^{ser}	10815,52 N.m
σ_{bc}	14,2 MPa
σ_s	435 MPa

Choix des armatures :

$$A_{ax}^u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (4T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

↳ (Aucune vérification pour σ_s)

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

III.8.2 Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 2, 4, 5, 7, 9...18)

↳ Plancher terrasse (inaccessible): on prend le panneau (7), le plus sollicité

En travée (sens x-x)	$M_{tx}^u = 12,105 \text{ kN.m}$	$M_{tx}^{ser} = 8,85 \text{ kN.m}$
-------------------------	----------------------------------	------------------------------------

III.8.2.1 Etat limite ultime (ELU)**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{12105}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_r = 0,371 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$a = 0,06$$

$$Z_u = 131,765 \text{ mm}$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}}{Z_u \times \sigma_s} = 2,112 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA 91/A4 .2.1) :

$$A_{tx}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{tx}^u = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = M_{ax}(A_{cal}; A_{min}) = \frac{M_{ax}(2,112 ; 1,2) \text{ cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,112 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

4) Choix des armatures :

$$A_{ax}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (250 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

III.8.2.2 Etat limite de service (ELS)

Comme il a été indiqué précédemment dans le calcul des panneaux portant dans un seul sens, la vérification des contraintes de béton σ_b et de l'acier σ_s pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{14 \times A_u}{b} = \frac{14 \times 2,51}{100} \Rightarrow D = 0,3514$$

$$E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,5 \times 0,3514$$

$$E = 9,488 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2}$$

$$y_1 = 2,7854 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 2,7854^3}{3} + 14 \times 2,51 \times (13,5 - 2,7854)^2 \Rightarrow I = 4754,512 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{12105}{4754,512} = 2,546$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 = 2,546 \times 2,7854 \Rightarrow \sigma_b = 7,092 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible } Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues
 ↳ (Aucune vérification pour σ_s)

En appuis (sens x-x)	$M_{ax}^u = 7,0698 \text{ kN.m}$	$M_{ax}^{ser} = 5,9 \text{ kN.m}$
---------------------------------	--	---

III.8.2.3 Etat limite ultime (ELU) :**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{7069,8}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,02734$$

$$\mu = 0,04734 < \mu_r = 0,371 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$a = 0,035$$

$$Z_u = 133,13 \text{ mm}$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}}{Z_u \times \sigma_s} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) CBA91/A4 .2.1) :

$$A_{ax}^u = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{ax}^u = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax}^u = M_{ax}(A_{cal}; A_{min}) = \frac{M_{ax}(1,22; 1,2) \text{ cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{ax}^u = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

Sens x-x : en travée

M_{tx}^u (kN.m)	σ (MPa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Zu	M_{tx}^u (cm ²)	Le choix (cm ²)
----------------------	----------------	-------	-------	-------	----------	----	-------------------------------	--------------------------------

10,25	14,2	100	13,5	0,0396	0,05053	132,27	1,78	2,51
D ²	D	E	Y1	I	M _{ay} ^s	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,123	0,351	8,845	2,64	3446,107	8850	2,568	6,78	

4) Choix des Armatures :

5T8/ml $\rightarrow A_t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (T8 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

Sens y-y : en travée

M _{ty} ^u	σ (MPa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Zu	M _{ty} ^u (cm ²)	Le choix (cm ²)
2,9043	14,2	100	12,7	0,0127	0,01595	125,99	0,53	2,01
D ²	D	E	Y1	I	M _{ay} ^s	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,079	0,2814	7,148	2,407	2945,171	2507,6	0,851	2,048	

Choix des Armatures :

4T8/ml $\rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (T8 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$)

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (250 × 300) mm constitué de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

Pour des raisons pratiques nous utiliserons une seule est unique maille (200 × 300) de panneau TS8 pour le ferrailage en travée de tous les planchers sans exception.

Sens x-x : en appui

M _{ax} ^u	σ (MPa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Zu	M _{ax} ^u (cm ²)	Le choix (cm ²)
6833	14,2	100	13,5	0,0264	0,03345	133,194	1,18	2,51
D ²	D	E	Y1	I	M _{ay} ^s	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,123	0,351	8,845	2,64	4099,269	4946	1,207	2,962	

Choix des Armatures :

5T8/ml $\rightarrow A_t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (T8 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

Sens y-y : en appui

M_{ay}^u	σ (MPa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Zu	M_{ay}^u (cm ²)	Le choix (cm ²)
1708	14,2	100	12,7	0,00746	0,00936	126,53	0,31	2,01
D ²	D	E	Y1	I	M_{ay}^s	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,079	0,281	7,1374	2,405	3446,16	1236	0,359	0,863	

Choix des Armatures :

4T8/ml $\rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (T8 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$)

III.9 Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies : La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « **article A5.2.2 du BAEL91** »

Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées. La contrainte tangentielle :

$$\tau_u < \tau_u = 0,05 \times f_{c28}$$

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante :

$$T_{max} = \max(T_x; T_y) \begin{cases} T_x = \frac{Q_{max} \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \text{ Suivant le sens } (x-x) \\ T_y = \frac{Q_{max} \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \text{ Suivant le sens } (y-y) \end{cases}$$

↳ **Pour le plancher terrasse:** $Q_{max}^u = 11,5845 \text{ kN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 7) : $L_x = 3,6 \text{ m}$ $L_y = 8,5 \text{ m}$

$$T_x = \frac{11,5845 \times 3,6}{2} \times \frac{8,5^4}{(8,5)^4 + (3,6)^4} = 20,202 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = \frac{11,5845 \times 8,5}{2} \times \frac{3,6^4}{(8,5)^4 + (3,6)^4} = 1,535 \text{ KN/ml}$$

Donc $T_{max}^u = 20,202 \text{ KN/ml}$

$$V^u = T_x = \frac{20202}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,15 \text{ MPa} \quad V^u < Y_u \text{ (Sans reprise de bétonnage)}$$

$$\bar{Y}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

↳ **Pour le plancher des étages courants:** $Q_{max}^u = 9,81 \text{ kN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 7) : $L_x = 3,6 \text{ m}$ $L_y = 8,5 \text{ m}$

$$T_x = \frac{9,81 \times 3,6}{2} \times \frac{8,5^4}{(8,5)^4 + (3,6)^4} = 17,108 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = \frac{9,81 \times 8,5}{2} \times \frac{3,6^4}{(8,5)^4 + (3,6)^4} = 1,30 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } T_{\max}^u = 17,108 \text{ KN/ml}$$

$$V^u = T_x = \frac{17108}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,127 \text{ MPa} \quad V^u < Y_u \text{ (Sans reprise de bétonnage)}$$

$$\overline{Y}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

III.10 Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions citées ci-après sont toutes vérifiées :

$$\frac{hd}{Lx} > \frac{Mtx^s}{20 \times M0x^s}$$

$$\frac{As}{b \times d} < \frac{2}{fe}$$

Ou :

lx : portée de la dalle suivant l'axe xx

hd : hauteur de la dalle ;

dx : hauteur utile de la section dans le sens x ;

Ms : moment fléchissant maximal en travée à l'état limite de service dans le sens x ;

Ms : moment maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples dans le sens x ;

A : section des armatures tendues et

fe : limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\frac{15}{300} = 0,05 > \frac{7,623}{20 \times 9,5288} = 0,04 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{2,51}{100 \times 13,5} = 0,0016 < \frac{2}{500} = 0,004 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1 Etudes des escaliers

IV.1.1 Définition

L'escalier : ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

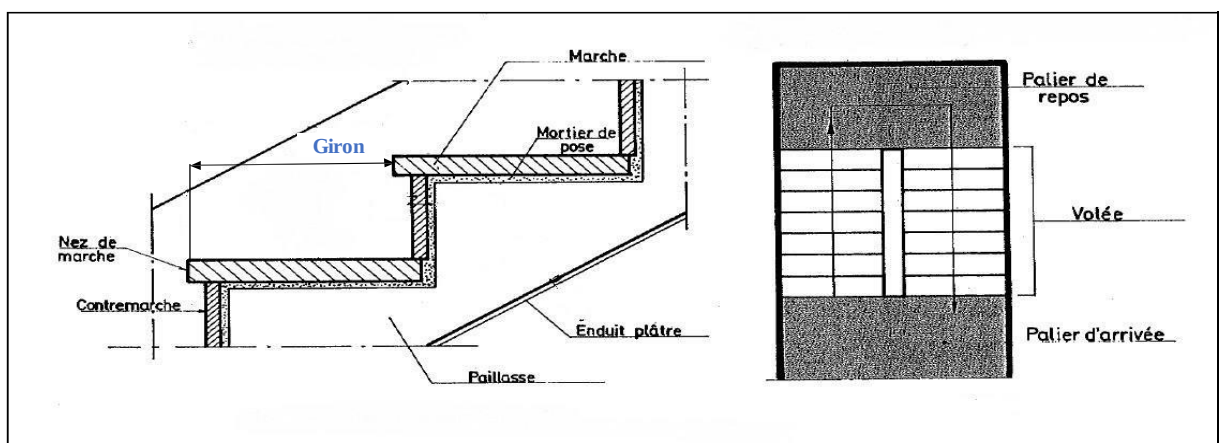
L'escalier est un élément non structurel car il ne participe pas à la résistance de la structure dont il fait partie. Sa fonction principale est de desservir les différents niveaux d'un ouvrage en toute sécurité

Il peut être aussi définie comme étant un ensemble de marches conçu de manière à être parcouru par les usagés avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

L'escalier se constitue de :

- **La marche** : surface horizontale plane, sur laquelle on pose le pied.
- **La contremarche** : surface verticale plane relie deux marches successives.
- **L'embranchement** : largeur praticable de la marche, généralement elle correspond à la plus grande dimension de la marche.
- **Le nez de la marche** : bord extérieur de la marche.
- **Le giron** : distance horizontale entre deux nez de marche successive.
- **La pailleasse** : partie inclinée servent de support aux marches et contremarches.
- **Le palier** : partie horizontale de départ, d'arrivée d'un escalier.
- **Le volé** : ensemble de marches (3 au minimum) de palier a palier.

La figure ci-dessous montre un schéma décrivent les composants d'un escalier :



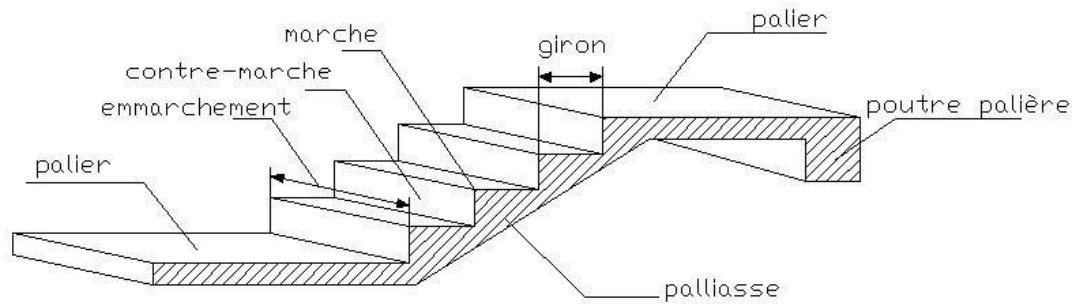


Figure IV. 1: Schéma de l'escalier.

Il existe plusieurs types d'escalier, on les distingue selon la nature de l'élément de résistance sur le quelle ils s'appuient. Les plus courants sont :

- Escalier a paillasse porteuse.
- Escalier a marche porteuse.

Notre ouvrage comporte un seule type, escalier à paillasse porteuse (2 volées et 2 paliers)

IV.1.2 Dimensionnement :

IV.1.2.1 Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h)

➤ D'après la formule de BLONDEL, on a

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

g : giron

h : hauteur d'une marche. On prend :

$h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

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

$$\Rightarrow 59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 62\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

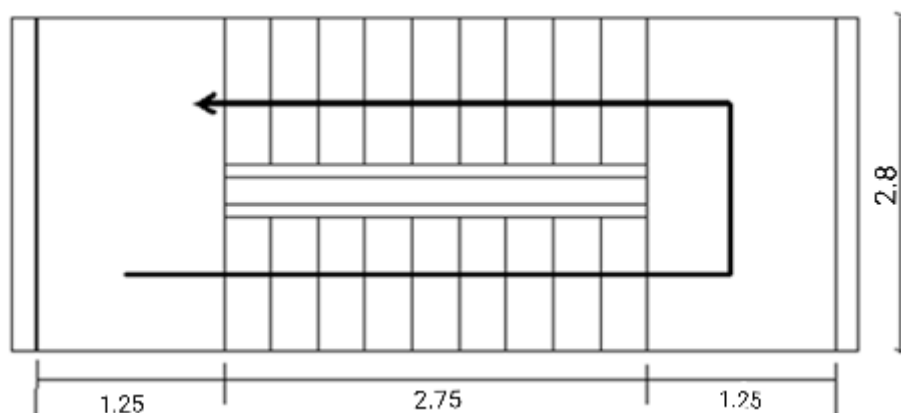


Figure 3.21 : Vue en plan de l'escalier

IV.1.2.2 Calcul du nombre de marche et de contre marche

➤ D'après la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \\ n = Nc - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marches pour la volée 1 et volée 2.} \end{array} \right.$$

On aura 18 contres marches pour RDC (9 contre marches pour la volée 1 ; et 9 pour la volée 2)

IV.1.2.3 Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = \frac{1.60}{\sin \alpha}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{310.4}{30} < e < \frac{310.4}{20}$$

$$\text{Donc : } 10.35 < e < 15.52 \Rightarrow \text{Choix } e = 15\text{cm.}$$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

IV.1.3 Descente des charges des escaliers**IV.1.3.1 Charge permanente de la Paillasse « G »**

Matériau	Épaisseur (cm)	F(KN/m ²)	G(KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,40
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	3	18	0,54
4-Poids propre de la paillasse	1,5	/	4,31
6- Poids propre des marches	1,5	25	1,9
5-Enduit en ciment	2	18	0,36
			= 7,91 KN/m ²

IV.1.3.2 Charge permanente du Palier « G » :

Matière	Épaisseur (cm)	F (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,40
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	3	18	0,54
4-Dalle pleine	15	25	3,75
5-Enduit en ciment	2	18	0,36
			= 5,45 KN/m ²

IV.1.3.3 Charges d'exploitations « Q »

Escalier (RDC + les autres étages) : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

IV.1.4 Les combinaisons d'action Escalier (RDC + les autres étages)**IV.1.4.1 Calcul des sollicitations**

Combinaison	La volée (KN /m ²)	Le palier (KN /m ²)
ELU	14.43	11.11
ELS	10.41	7.95

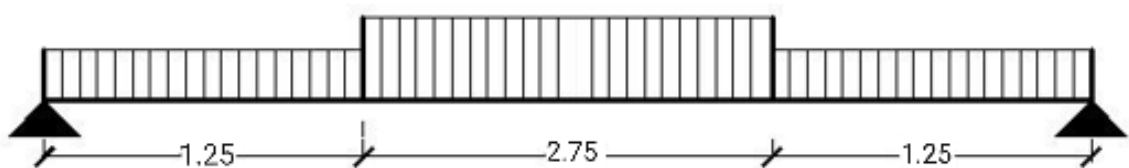


Figure IV. 2: Schéma statique d'escalier.

IV.1.4.2 Etat limite ultime (ELU) :**a. Calcul des réactions :**

$$\sum Fv = 0 \Rightarrow (11,11 \times 1,25 \times 2) + (14,43 \times 2,75)$$

$$= 67,4575 \text{ KN}$$

$$R_A = 67,4575 \text{ KN} \quad R_B = R_C = 67,4575/2 =$$

$$33,73 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = R_C = 33,73 \text{ KN}$$

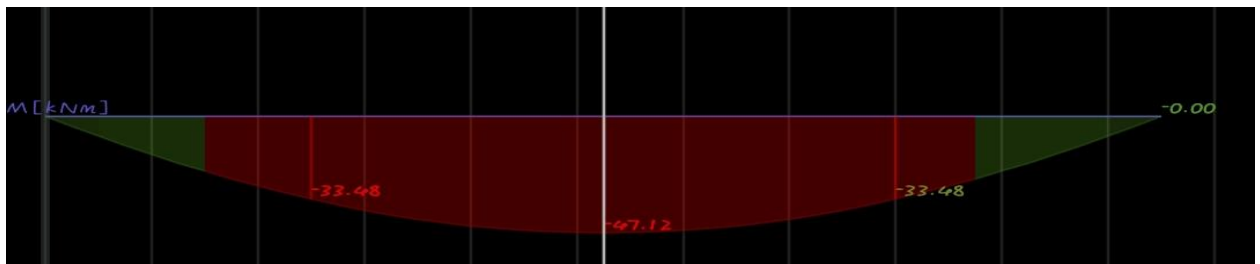
b. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$
- Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$

c. Diagramme des efforts internes

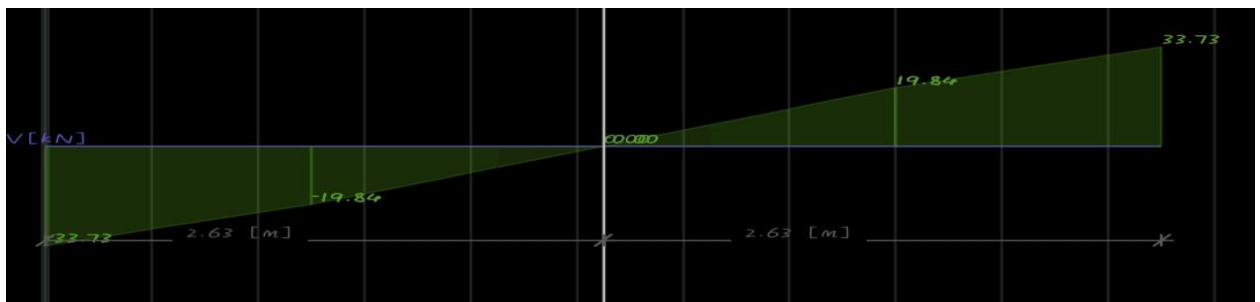
Moment fléchissant :

E.L.U :



Effort tranchant :

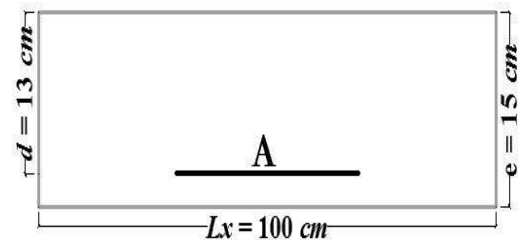
E.L.U :

IV.1.4.3 Etat limite de service (ELS) :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow RA + RB$$

$$= (7,95 \times 1,25 \times 2) + (10,41 \times 2,75) = 48,5 \text{ KN}$$

$$RA = RB = 48,5/2 = 24,25 \text{ KN}$$

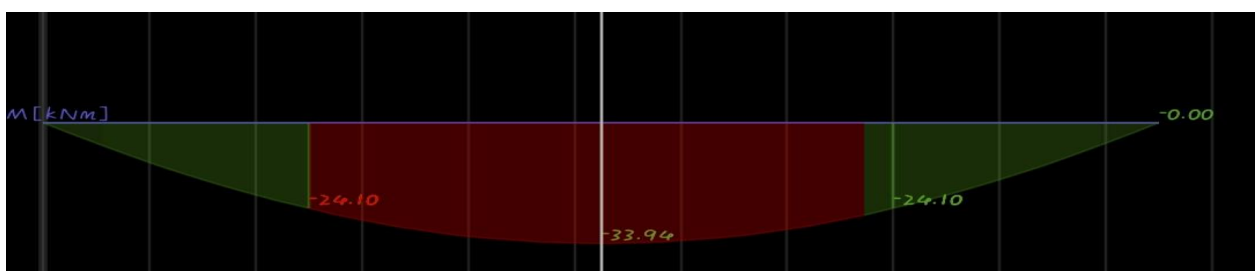
a. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- Moment en travée : $M_{travée} = 0,85 \text{ Misostatique}$
- Moment sur appui : $M_{appui} = -0,5 \text{ Misostatique}$

b. Diagramme des efforts internes :

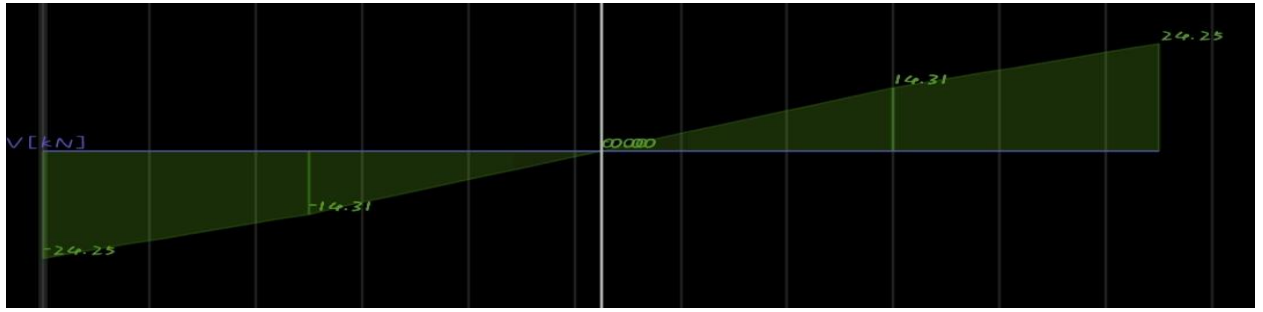
Moment fléchissant :

E.L.S :



Effort tranchant :

E.L.S :



IV.1.5 Calcul du ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b=100cm ; h=15cm
 - Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14.17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9h = 13.5\text{cm}$
 $\sigma_s = 434.78$; $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 500\text{MPa}$

IV.1.5.1 ELU

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 47.12 = -23.56 \text{ KN.m}$

En Travée : $M_t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 47.12 = 40.052 \text{ KN.m}$

Tableau IV. 1: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	μ < μ_R	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Appui	23.56	0,091	Oui	0	0,12	12.85	4.21	4T12	4.52
Travée	40.052	0,155	Oui	0	0,121	12.66	7.44	7T12	7.92

IV.1.5.2 Espacement

- Armatures principales

En travée : $esp \leq \frac{100}{7} = 15\text{cm}$

On prend : $esp = 15\text{cm}$

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

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

▪ **Armature de répartition**

En travée :

$$A_s/4 < A_r < A_s/2 \rightarrow 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_r < 3,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est 4T10 = 3,14 cm² avec St = 25 cm

Sur appui :

$$A_s/4 < A_r < A_s/2 \rightarrow 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_r < 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est 4T10 = 3,14 cm² avec St = 25 cm

IV.1.6 Vérification

IV.1.6.1 Vérification a L'ELU

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1.31 \text{ cm}^2$$

b. Effort tranchant

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

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPA} \dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{33730}{1000 \times 135} = 0.25 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \textbf{Vérifier}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si $T_u = \frac{Mu}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si $T_u = \frac{Mu}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s = \frac{T_u * \frac{Mu}{0,9d}}{6s}$

$$T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 33,43 \times 10^3 - \frac{47120000}{0,9 * 135} = - 354,39 \text{ KN}$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

c- Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b d} = 0.25 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.1.6.2 Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a. Vérification des contraintes du béton

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

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

- **Moment d'inertie**

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

Avec :

$$n=15 ; c'=1,5 \text{ cm} ; d=13,5 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}' = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 33,94 = 16,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 33,94 = 28,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}' = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 2: Vérification de compression du béton

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Appui	25.86	4.52	3.65	8238.1	7.5	Vérifiée
Travée	43.97	7.92	4.60	12654.7	10.5	Vérifiée

b. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{15}{525} = 0,0285 \leq 0,0625 \quad \text{vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{4,52}{1000 \times 135} = 0,00348 \leq 0,0084 \quad \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad 0,0285 \leq 0,085 \quad \text{non vérifier}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f$$

Avec :

$$f_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f^- = 0.5 + \frac{L}{500}$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = b \cdot h^3 / 12 + 15 A_s (h/2 - d)^2 + 15 A_s' (h/2 - d')^2 = 32401.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1 I_0 / (1 + \lambda_i \mu)$$

$$I_{fv} = 1.1 I_0 / (1 + \lambda_v \mu)$$

Avec :

$$\lambda_i = 0.05 f_{t28} / (\delta (2 + 3b_0/b))$$

$$\lambda_v = 0.02 f_{t28} / (2 + 3b_0/b)$$

$$\delta = A_s / b_0 \times d$$

$$\mu = 1 - (1.75 \cdot f_{t28}) / (4 \cdot \delta \cdot \sigma_s \cdot f_{t28})$$

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

$$E_i = 32164,20 \text{ Mpa} ; E_v = 10818,87 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV. 3: Vérification de la flèche de l'escalier

<i>M_{ser}</i> (KN.m)	<i>A_s</i> cm²	<i>δ</i>	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>λ_i</i>	<i>λ_v</i>	<i>μ</i>	<i>I₀</i> (cm⁴)	<i>I_{fi}</i> (cm⁴)	<i>I_{fv}</i> (cm⁴)
33.94	7.92	0.00586	317.43	3.58	1.43	0.615	32401.80	11132.2	18964.05

Donc :

$$f_i = 0,73 \text{ cm}$$

$$f_v = 1,41 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 1,95 \text{ cm}$$

$$f^- = 0.5 + \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{525}{500} = 1,55 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,68 \text{ cm} \leq f^- = 1,55 \text{ cm}$$

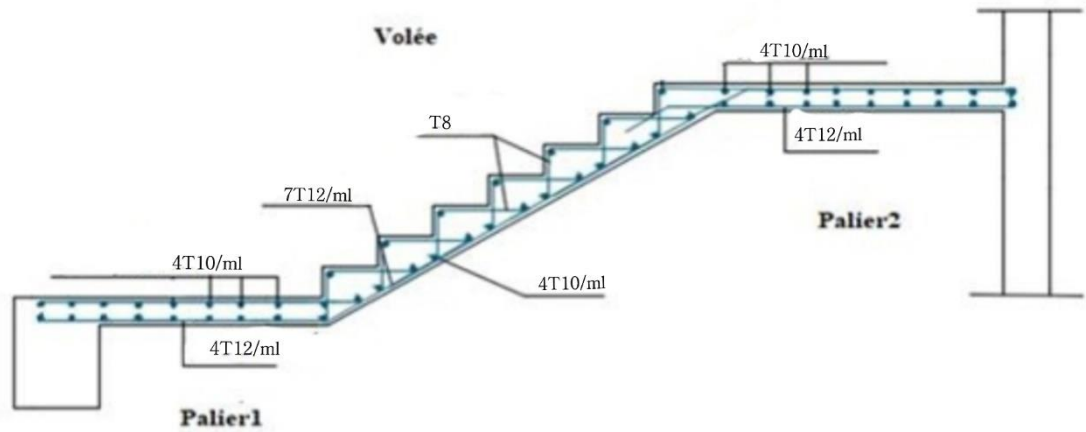


Figure IV. 3: Schéma de ferrailage escalier.

IV.2 Acrotère

IV.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité situé au niveau de la terrasse. Dans notre cas, il s'agit d'une terrasse inaccessible. L'acrotère joue un rôle similaire à celui d'un petit garde-corps et est considéré comme une console encastrée dans le plancher. Il est soumis à son propre poids ainsi qu'à une poussée horizontale exercée par le vent.

IV.2.2 Evaluation des charges

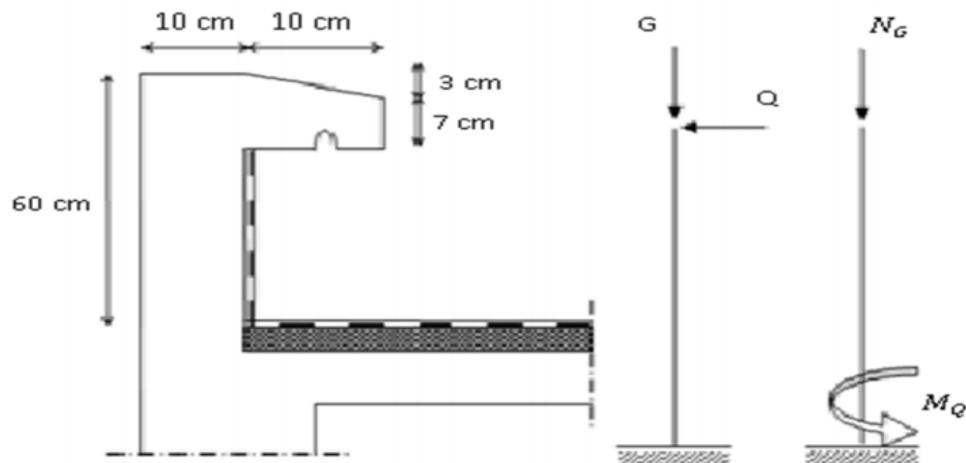


Figure IV. 4: Dimensions de l'acrotère.

$$S_{\text{Acrotère}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{Acrotère}} = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2.$$

IV.2.2.1 Les charges permanentes

$$G_{\text{Acrotère}} = S_{\text{Acrotère}} \times \gamma_b.$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.2.2 Les surcharges d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml. (Article 4.3.3. RPA99, version 2003 et version 2024)}$$

Donc pour une bande de 1 m

$$G_{\text{Acrotère}} = 1.725 \text{ KN} ; Q_{\text{Acrotère}} = 1 \text{ KN.}$$

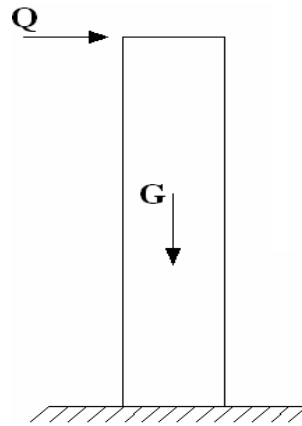


Figure IV. 5: Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

IV.2.2.3 L'action des forces horizontales

D'après le RPA99/V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p. W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 2).

$$A = 0,25.$$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1).

$$C_p = 0,8.$$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 1,725 \text{ KN.}$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,725 = 1,38 \text{ KN.}$$

$$Q_h = \max (1,5Q ; F_p) \rightarrow Q_h = 1,5 \text{ KN.}$$

D'après le RPA99/V2024 :

$$F_p = A \times I \times S \times C_p \times (1 + 3h_k/H) \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (3.2) du RPA2024 suivant la zone sismique (zone VI) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 2).

$$A = 0,3.$$

I : coefficient d'importance obtenu dans le tableau (3.10) du RPA 2024 suivant le groupe d'usage du bâtiment (groupe 2).

$$I = 1$$

S : coefficient de site $S = 1.10$ dans les tableaux (3.3) et (3.4) RPA 2024.

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) RPA 2024.

$$C_p = 0,8.$$

Wp: poids propre de l'acrotère $W_p = 1.725 \text{ KN}$

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$$F_p = 0.3 \times 1 \times 1.10 \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 30.60) \times 1.725 = 0.4822 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.4822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

IV.2.2.4 Les combinaisons de charges

- **L'ELU :**

L'effort normal : $N_u = 1.35G = 2,33 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,35 \text{ KN.m}$.

L'effort tranchant : $V_u = 1,5 Q_h = 2,25 \text{ KN}$.

- **L'ELS :**

L'effort normal : $N_s = G = 1,725 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_s = Q_h \times h = 0,9 \text{ KN.m}$.

L'effort tranchant : $V_s = Q_h = 1,5 \text{ KN}$.

IV.2.3 **Le ferrailage de l'acrotère**

L'acrotère est sollicité en flexion composée donc le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$h = e = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $M_u = 1,35 \text{ KN.m}$; $N_u = 2,33 \text{ KN}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;

FeE500 ; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 8 \text{ cm}$.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{2,33} = 0,58 \text{ m}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}.$$

$$e_0 = 58 \text{ cm} > 3 \text{ cm}.$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,35 + 2,33(0,08 - 0,05) = 1,42 \text{ KN.m}.$$

$$\mu = \frac{M_s}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,42 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_R = 0,371$$

→ $A_s' = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,02$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 79,36 \text{ mm}.$$

$$A_s^{\text{Fictif}} = \frac{M_f}{Z \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,42 \times 10^6}{79,36 \times \frac{500}{1,15}} = 0,4115 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^{\text{Réel}} = A_s^{\text{Fictif}} = 0.$$

$$A_s^{\text{Réel}} = A_s^{\text{Fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 41,15 - \frac{2,33 \times 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 0,3579 \text{ cm}^2.$$

IV.2.4 Les vérifications

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_{s\min} \geq 0,23 b.d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,1/500) = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A_s^{\text{Réel}} ; A_{s\min}) = 0,77 \text{ cm}^2.$$

La section choisie : 4T8 avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement de $S_t = b/4 = 25 \text{ cm}$.

- **Armature de répartition :**

$$A = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T8 = 1,51 cm² avec un espacement de :

$$S_t < \min (4h, 45 \text{ cm}) \text{ selon [BAEL-91 page 203]} \quad S_t < \min (40, 45 \text{ cm}) \quad S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Donc On adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- **L'effort tranchant (BAEL 91 art 5.1.1) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u'$:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{Max}}}{b.d} = \frac{2,25 \times 10^3}{100 \times 80} = 0,28 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u' \leq \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \text{F.P.}$$

$$\tau_u' \leq \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,28 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

- **Vérification d'adhérence des barres au cisaillement La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.**

On doit vérifier que : $\tau_{se} < \tau_s' = \Psi_s \times f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

IV.2.4.1 Calcul    L'ELS

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \sigma_{st}$ et (σ_{st} est choisie en fonction de la fissuration)

$\sigma_{st} < \sigma_{st}$ avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times z \times y_{ser}}{I} ; \sigma_{st} = \frac{N_{ser} \times z \times (d - y_{ser})}{I} ; \sigma_{sc} = \frac{\eta \times N_{ser} \times z \times (d - y_{ser})}{I}$$

$\eta = 15$; c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

Y_{ser} : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

On a :

$$N_{ser} = 2,25 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{225} = 0,27 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = Z + C \rightarrow C = (h / 2) - e \rightarrow C = (0,10 / 2) - 0,27$$

$$Y_{ser} = - 0,22\text{m}$$

Z ; est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante : $Z^3 + PZ + q = 0$

$$P = -3C^2 - \frac{(C-D') \cdot 6n \cdot A_{sc}}{b} + \frac{(D-C) \cdot 6n \cdot A_{st}}{b} \text{ avec } A_{sc}=0$$

$$P = -0,1425 \text{ m}^2$$

$$Q = -3C^2 - \frac{(C-D)^2 \cdot 6n \cdot A_{sc}}{b} + \frac{(D-C)^2 \cdot 6n \cdot A_{st}}{b}$$

$$Q = - 0,1444 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{3P \cdot P^2}{27}$$

$$\Delta = 0,0204 \text{ m}^6$$

$$t = 0,11436 \text{ m}^3$$

- **Calcul de (L) :**

$$L = t^{1/3} = 0,5237 \text{ m}$$

- **Calcul de Z :**

$$Z = L - \frac{P}{3L} = 0,6144 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } Y_{ser} = Z + C = 0,6144 + (-0,22) = 0,3944 \text{ m}$$

- **Calcul d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b \cdot (Y_{ser})^3}{3} + 5 (A_{st} (d - Y_{ser})^2 + A_{sc} \cdot (Y_{ser} - d)) \text{ avec : } A_{sc} = 0$$

$$I = 0,0204 \text{ m}^4$$

IV.2.4.2 Calcul des contraintes

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * z * y_{ser}}{I} = 0,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.03 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Donc : condition vérifiée.}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * z * (d - y_{ser})}{I} = 0,0213 \text{ Mpa}$$

$$F.P \rightarrow \sigma_{st} = \min ((2/3) f_e ; 110(n * f_{t28})^{1/2})$$

Avec :

$$\eta = 1.6$$

$$f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = -0.0213 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa. Donc : condition vérifiée.}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{T}{b * d} \text{ avec } T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau = 18,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable. } \tau_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.001875 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa. Donc : condition vérifiée.}$$

IV.2.4.3 Vérification de (ELS)

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,25} = 0,27 > \frac{h}{6} = 0,016$$

$$M_{ser} = N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_{ser} = 0,6675 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$Z_1 = d - \frac{y}{2} \text{ Avec } y = \frac{n * \sigma_{bc}}{n * \sigma_{bc} * \sigma_{st}} \times d = 42,19 \text{ mm}$$

$$Z_1 = d - \frac{4,22}{2} = 6,6 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \max (A_{st} ; A_{min}) \text{ Donc : } A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

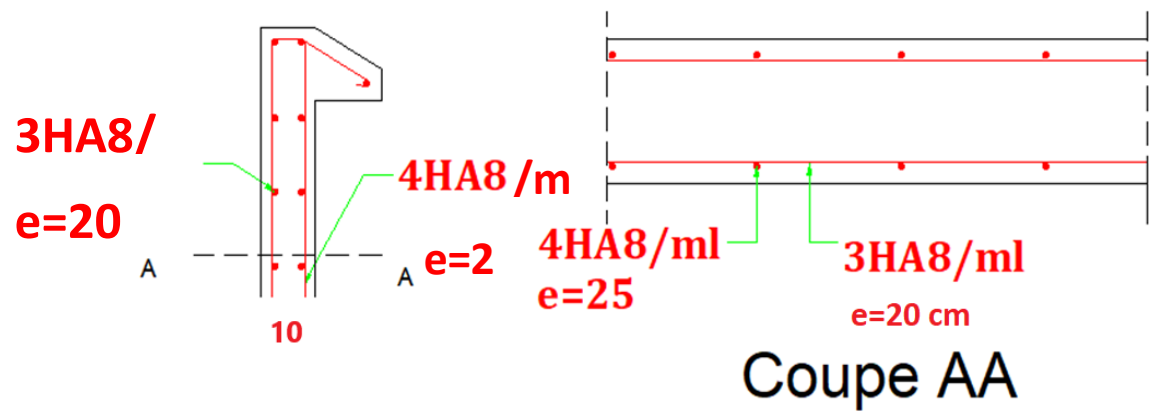


Figure IV. 6: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique

V.1 Introduction

Un séisme est un phénomène naturel imprévu, il est le résultat d'une libération d'énergie potentielle accumulée dans les roches, provoqué par un jeu de mouvement des plaques tectoniques.

Ces mouvements engendrent des contraintes au niveau des lignes de contact des plaques (failles), lorsque ces sollicitations deviennent trop élevées et dépasse un certain seuil « la résistance au frottement des roches », une rupture brutale d'équilibre se produit et donnera naissance à des ondes dite « sismique » qui se propageront dans toutes les directions pour atteindre la surface du sol et crée un tremblement de terre.

Durant l'année 2014, le nord de l'Algérie a connu une activité sismique assez mouvementé de l'ordre de 80 tremblements de terre par mois selon le CRAAG (Centre de recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique) dont certains ne sont pas ressentis par la population et pour cause ce phénomène n'est pas étranger à l'Algérie qui est située sur une zone sismique modéré.

Le séisme est pour une construction, une sorte d'épreuve de vérité au cours de la quelles sont infailliblement sanctionnés tous les manquements aux règles de bonne construction. Par conséquent, l'établissement d'une étude sismique approprié doit être obligatoire et avoir pour but de doter tout bâtiment construis d'une résistance efficace face aux forces sismique.

V.2 Etude dynamique

V.2.1 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.2 Modélisation de la structure

Nous avons choisi d'utiliser le logiciel **ETABS 18.1.1** pour analyser la structure de notre projet **ETABS 18.1.1**. Est un outil informatique largement utilisé et reconnu dans l'industrie de l'ingénierie. Il facilite la modélisation précise de la structure et permet de réaliser des analyses dynamiques complexes. Son interface conviviale simplifie l'utilisation du logiciel et l'interprétation des résultats. Il est important de suivre les bonnes pratiques de

modélisation et de validation pour garantir des résultats fiables. En conclusion, **ETABS 18.1.1** est un outil puissant et efficace pour analyser la structure de notre projet.

V.3 Etude sismique

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.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- **Analyse temporelle :**

A partir des accélogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- **Analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- **Calcul statique équivalent :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents

Statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- ◆ Le mode fondamental est seul pris en compte.
- ◆ La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour

La structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

V.3.1 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement suppose élastique de la structure permettant le calcul des modes Propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la combinaison des contributions des différents modes.

Notre ouvrage présente une configuration irrégulière en plan d'après l'article **3.5.1** du même règlement.

L'analyse dynamique – méthode modale spectrale – peut être appliquée pour tout type de structure (bâtiments irréguliers, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irréguliers). D'après le RPA 99 / version 2003, 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 vérifiée.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 sa hauteur 30,60 m, hors il est supérieur à la hauteur de 23 m exigé par l'article **4.1.2** du **RPA99/2003**.

Toutefois, Les résultats de la méthode statique équivalente seront utilisés uniquement pour la vérification de la condition tirée de l'article **4.3.6** du **RPA99/2003**.

V.3.2 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donne par la fondation suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T_3 \geq 4.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur, g = 9.81 N.

- 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.

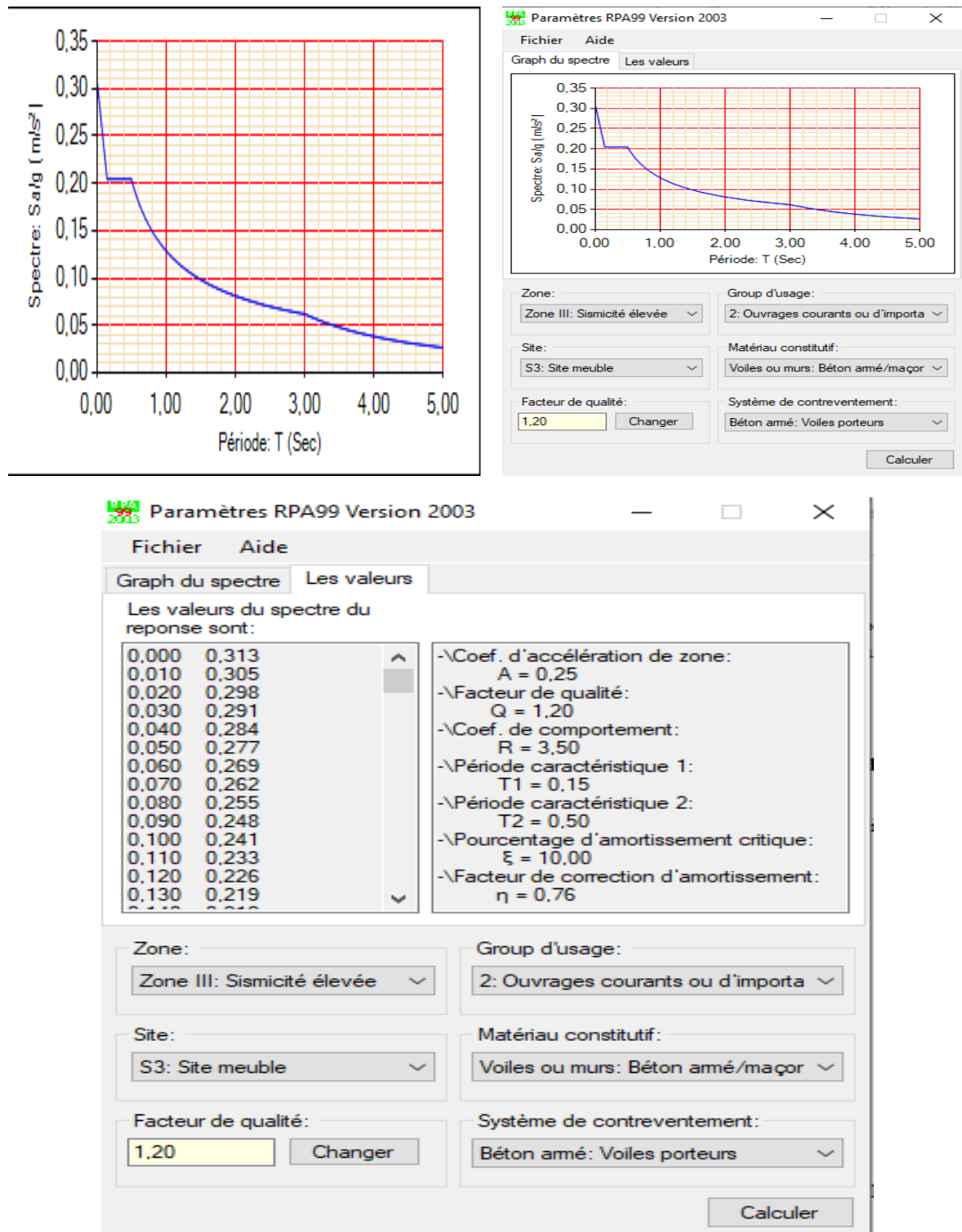


Figure V. 1: Spectre de réponse.

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Il nous a semblé aussi que le logiciel de calcul (**ETABS**) était le plus adapté pour la modélisation de notre structure. Une brève présentation de ce logiciel.

V.3.3 Présentation du logiciel ETABS

ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types de structures.

V.3.4 Principe de la méthode statique équivalente

Le calcul statique équivalent implique la substitution au modèle dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets dynamiques. En d'autres termes, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette action est apparentée au mouvement du sol, qui se produit dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

V.4 Procédure de calcul

V.4.1 Les forces sismiques horizontales

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales, qui représentent dans le cas général, les axes principaux du plan horizontal de la structure.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure étudiée sera calculé selon la formule (tiré de l'article 4.2.3. du **RPA 99 v 2003**) :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (4.1)$$

- Coefficient d'accélération de zone A : coefficient d'accélération de zone, donne par le tableau V.1 selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau V. 1: Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans notre cas : on a un bâtiment dans la zone III d'habitation collective, sa hauteur ne dépasse pas 48m, donc il est de Groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne). Ce qui implique $A=0,25$.

- D : facteur d'amplification dynamique

Il est e, fonction de la catégorie de site du facteur de correction

D'amortissement et de la période fondamentale de la structure ou :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T_3)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T < 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/T_3)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 4.0s \end{cases}$$

Tableau V. 2: Valeurs de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2(sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

- La catégorie de site est : sol meuble S3 : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$
- Le facteur de correction d'amortissement est fonction du pourcentage critique ou :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.764$$

La valeur de la période fondamentale (Tf) de la structure peut être estimée à partir

♦ La période fondamentale :

Des formules empiriques qui sont données par le « RPA 99 / version 2003 » :

$$\diamond \text{ Soit : } T_f = C_T (h_N)^{3/4} \quad (4.6)$$

h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h) $\rightarrow h_N = 30,60$ m.

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

Tableau V. 3: Valeurs du Coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier sans avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans notre cas on a : $C_T = 0.05$

$$T_F = 0.05(30.60)^{3/4} = \mathbf{0.65 \text{ sec}}$$

Remarque :

Dans le cas d'un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armée (ce qui est le cas pour notre structure), on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_F = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

Avec :

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

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

- Suivant la direction (x-x) : $T_{fx} = 0.09 \cdot 30.60 / \sqrt{32.60} = 0.48s$
- Suivant la direction (y-y) : $T_{fy} = 0.09 \cdot 30.60 / \sqrt{20.02} = 0.61s$

$$\rightarrow \{T_x = \min(0.65 ; 0.48)\} = 0.48 \text{ s}$$

$$\{T_y = \min(0.65 ; 0.61)\} = 0.615 \text{ s}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_x^{RPA} = 1.3 \times 0.48 = 0.624 \geq T_x^{ETABS} = 0.427 \text{ s} \\ T_y^{RPA} = 1.3 \times 0.615 = 0.8 \geq T_y^{ETABS} = 0.427 \text{ s} \end{array} \right\} \Leftarrow \text{la condition est verifiee}$$

En fin, d'après (4.2) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.76 = 1.909 \Rightarrow \mathbf{D(x) = 1,909} \\ D_y = 2,5 \times 0,76 \times (0,50/0,615)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D(y) = 1,655} \end{cases}$$

Facteur de qualité Q : Il est fonction de :

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

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA 99 / version 2003 :

Critère	Pq			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	-	0	-
2. Redondance en plan	-	0,05	-	0.05
3. Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4. Régularité en élévation	0	-	0	-
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,1	-	0,1
Totale	1,20		1.20	

$$Q_x = 1 + P_q = 1.20$$

$$Q_y = 1 + P_q = 1.20$$

- Le poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

i=1

β : est la valeur du coefficient de pondération, selon le tableau 4.5 RPA 99 / version 2003
notre structure est classée dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés donc
 $\beta = 0.2$.

- **Coefficient de comportement R :**

Il est déterminé en fonction du système de contreventement adopté. Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3

Le système de contreventement de notre structure est constitué uniquement de voiles porteurs $\Rightarrow R = 3,5$.

$$V_x = \frac{0.25 * 1.91 * 1.2}{3.5} \cdot w \quad V_x \Rightarrow = 0.164w$$

$$V_y = \frac{0.25 * 1.655 * 1.20}{3.5} \cdot w \quad V_y \Rightarrow = 0.142w$$

- **Le poids de la structure :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Le poids totale de la structure est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation : $W = 52270,15 \text{ KN}$

En fin

$$W = 52270,15 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times w = \begin{cases} V_x = 8572,3 \text{ KN} \\ V_y = 7422,36 \text{ KN} \end{cases}$$

V.4.2 Résultante des forces sismiques (méthode modale spectrale)

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le << RPA 99 / version 2003 >> est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "Vt" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente "Vt" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport : $r = \frac{0.8.v}{vt}$

V.4.3 Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

La modélisation par simulation numérique sur ordinateur a connu une évolution importante ces dernières années, ce qui a pour résultat :

- de mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages
- de développer des méthodes de calculs
- d'obtenir un juste équilibre entre l'économie et la sécurité
- de libérer le projeteur des phases mécaniques, de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques.

Il faut cependant garder à l'esprit que l'ordinateur traite le modèle de structure qu'on lui donne, même si le modèle choisi n'est pas tout à fait compatible, compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. Certes, tout traitement sur ordinateur comporte une « surveillance » qui lui permet de repérer les fautes de codage, mais l'erreur de jugement faite a priori dans le choix du modèle et, a posteriori, dans l'interprétation des résultats, ne peut être mise en évidence par aucun programme.

La modélisation de la structure implique la prise en compte d'un certain nombre N de degrés de liberté. Le calcul de la réponse dynamique, le calcul d'un certain nombre n de modes propres. Afin d'optimiser ce calcul, il faut acquérir au moment de la modélisation, la certitude qu'un nombre de mode limité pourra assurer le calcul de la réponse dynamique recherchée.

D'après le RPA99/2003, les structures irrégulières en plans (notre structure), sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, doivent être représenté par un modèle tridimensionnel, encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul (03) DDL.

V.4.4 Nombre de modes à considérer

D'après le même règlement, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- 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 (03) dans chaque direction considérée.

V.4.5 Modélisation

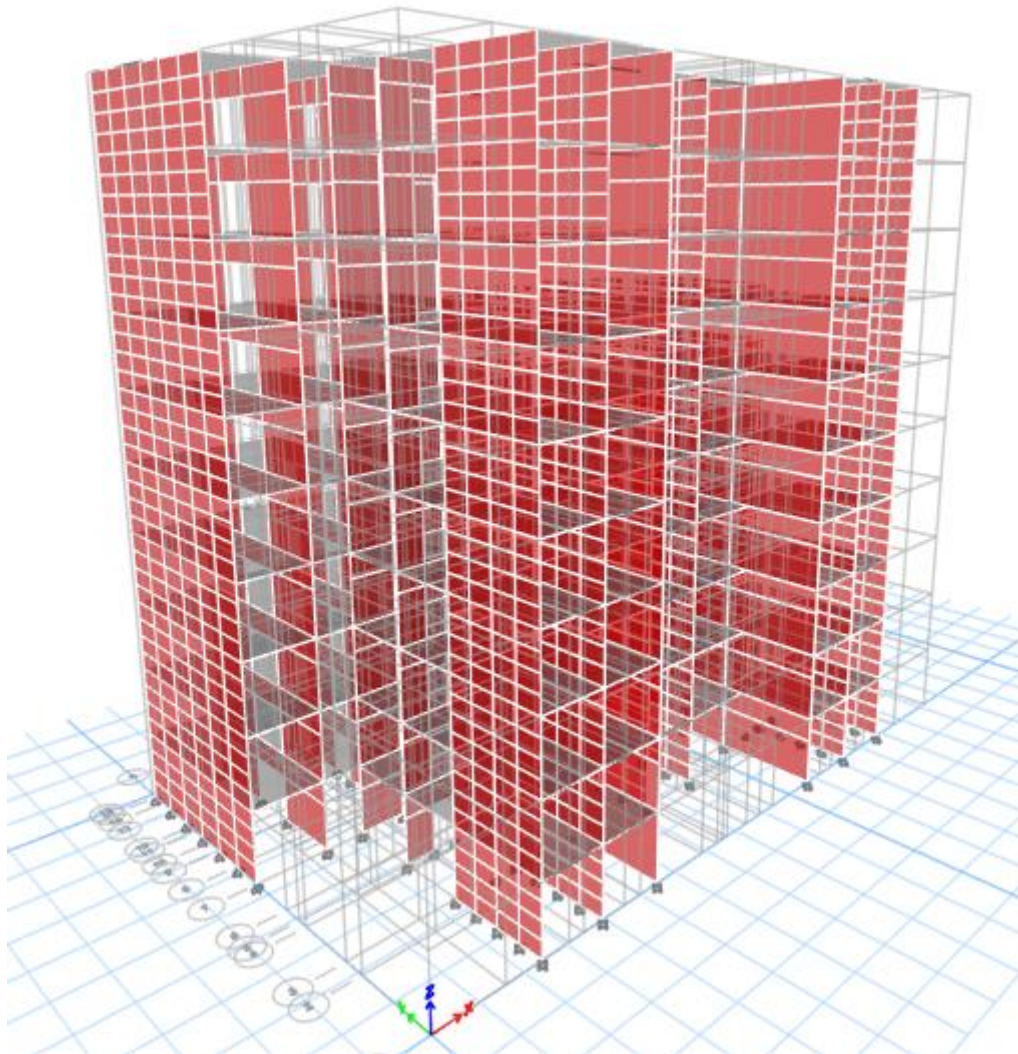


Figure V. 2: Image 3D de la structure sur ETABS.

V.5 Résultats de l'analyse dynamique

V.5.1 Modal Participating Mass Ratios

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	0,427	0,5838	0,0001	0,5838	0,0001
2	0,329	0,1344	0,0005	0,7181	0,0006
3	0,266	0,0004	0,6915	0,7185	0,692
4	0,112	0,1662	0,000005791	0,8847	0,6921
5	0,075	0,0065	0,0001	0,8912	0,6921
6	0,065	0,0001	0,1873	0,8913	0,8794
7	0,056	0,0486	0,00004276	0,9399	0,8795
8	0,037	0,0239	0	0,9638	0,8795
9	0,036	6,469E-07	0	0,9638	0,8795
10	0,036	0	0	0,9638	0,8795
11	0,035	0,000004493	0,000002864	0,9638	0,8795
12	0,035	0,00001016	0,000003355	0,9638	0,8795

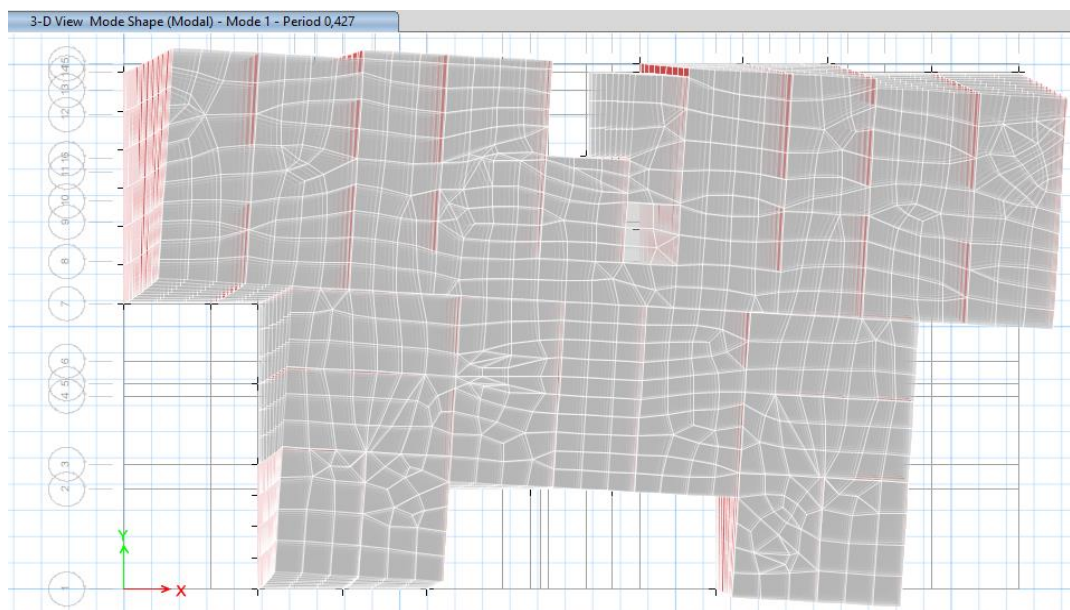
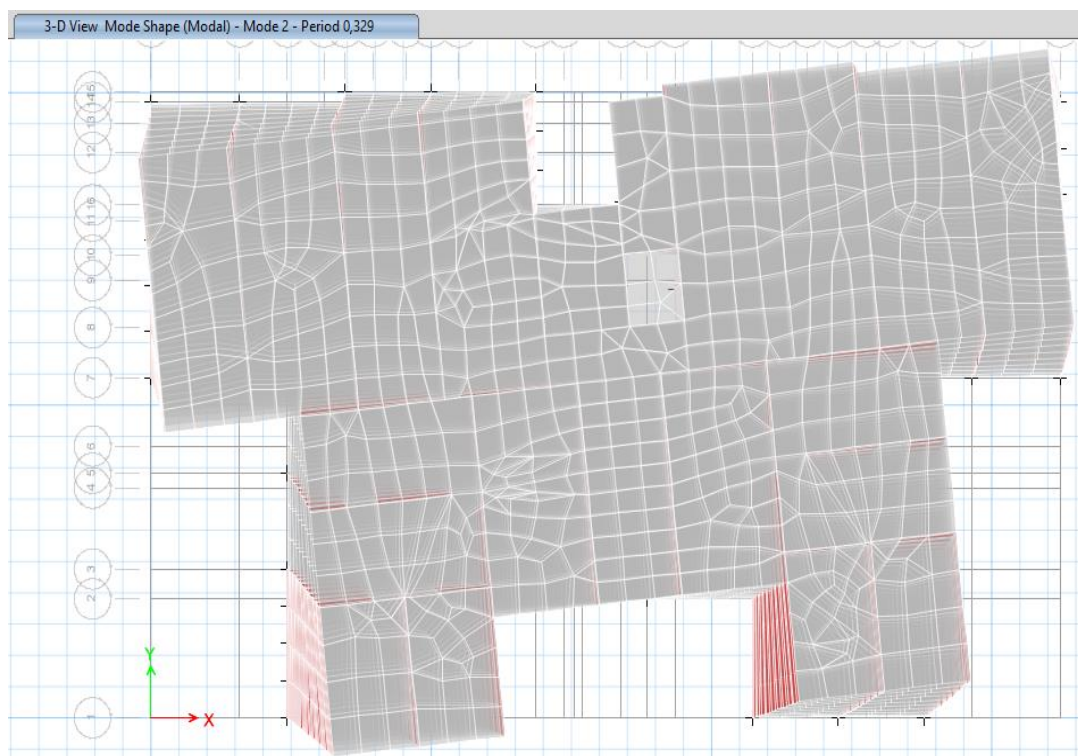
V.5.2 Interprétation des résultats

- 1) La période fondamentale du modèle étudié, est estimé $T_{dyn} = 0,427$ sec. Il y a lieu de vérifier l'inégalité de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003 :

$$T_{dyn} < 1,3 \times T_{amp}$$

$$\begin{cases} T_{amp}(x) = 0,55 \text{ sec} \\ T_{amp}(y) = 0,62 \text{ sec} \end{cases} \begin{cases} 0,427 \text{ sec} < 1,3 \times 0,55 \text{ sec} \dots \text{condition vérifié} \\ 0,427 \text{ sec} < 1,3 \times 0,62 \text{ sec} \dots \text{condition vérifié} \end{cases}$$

- 2) Le premier mode est un mode translation suivant le sens (xx).
 3) Le deuxième mode est un mode de torsion.
 4) Le troisième mode est un mode translation suivant le sens (yy).
 5) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 5ème mode pour le sens (xx) et au 9ème mode pour le sens (yy).

**1^{er} mode.****2^{ème} Mode.**

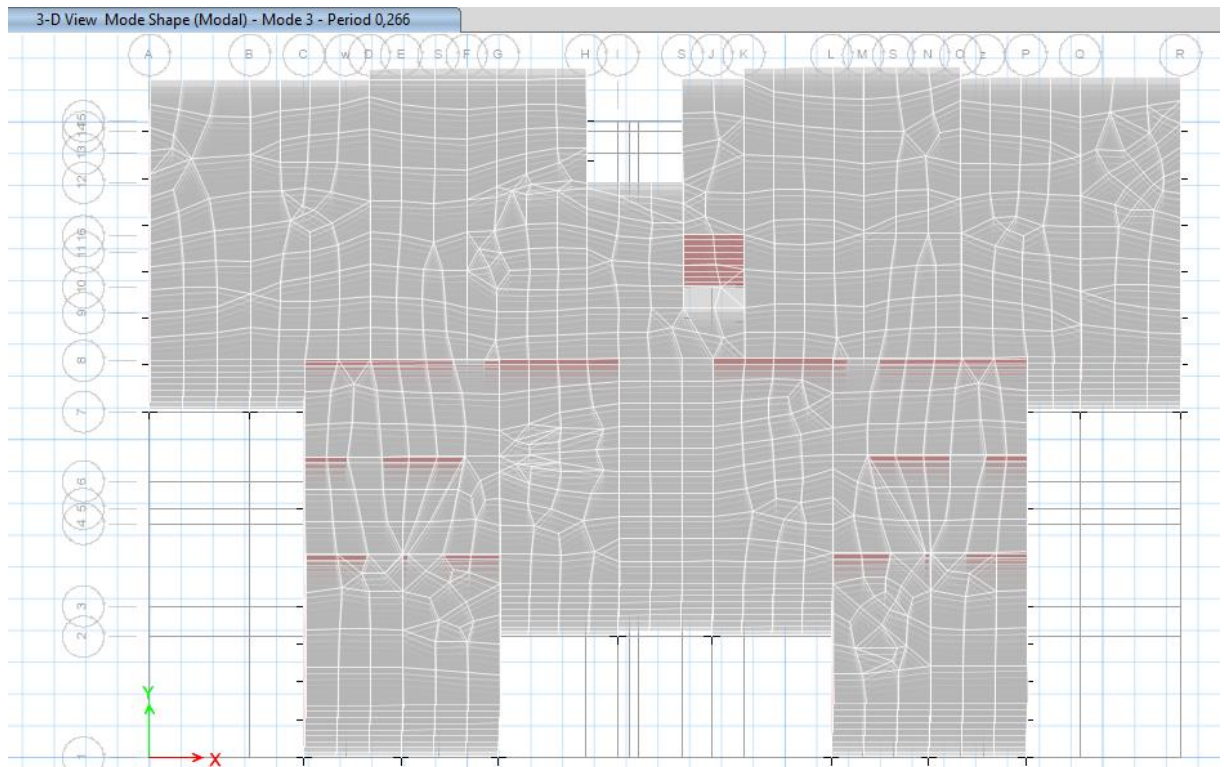
3^{ème} mode.

Figure V. 3: Les modes de déformation.

Remarque :

La structure présente une flexibilité aux séismes, la possibilité d'intégrer de nouveaux voiles afin de rigidifier la structure demeure impossible en raison de conditions pratique imposé par la technique du coffrage tunnel et par le plan architectural qui présente une irrégularité de distribution des voiles horizontaux sur la partie inférieure du plan par rapport à la partie supérieur.

V.5.3 Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité

- **Centre de gravité des masses :**

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre a niveau d'étage i.

Chaque étage possède un centre de gravité (C_{Mj}) à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau i d'un bâtiment de n étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante V_i appliquée au même

étage. V_i étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau (i). Elle passe par le centre de gravité (C_{Mi}) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i.

- **Centre de rigidité :**

C'est le point passage de la ligne d'application V_i , telle que la rotation relative de deux planchers successifs (i et i+1), sera nulle. Cette ligne définit la position du "centre de rigidité" (C_{Ri}) des éléments structuraux verticaux du niveau i

La position du centre de rigidité (C_{Ri}) du niveau i dépend des raideurs des éléments structuraux verticaux (colonnes, voiles, noyaux) du même niveau ainsi que les raideurs les éléments structuraux horizontaux du niveau i+1, forment des portiques avec les éléments structuraux verticaux du niveau i, de sorte qu'en fait c'est la raideur de ces portiques qui définit la position du centre de rigidité (C_{Ri}). Sa détermination exacte est difficile, c'est pourquoi l'analyse automatique par le logiciel ETABS est indispensable afin de faciliter cette opération comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau V. 4: Caractéristiques massiques et géométriques

Etage	Position du centre de masse		Position du centre de Rigidité		Excentricité	
	X_{CMi} (m)	Y_{CMi} (m)	X_{CRi} (m)	Y_{CRi} (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	16,2487	10,8217	16,4449	9,4271	0,1962	-1,3946
1^{er}	16,2568	10,7986	16,3689	9,456	0,1121	-1,3426
2^{ème}	16,2418	10,7974	16,3213	9,2837	0,0795	-1,5137
3^{ème}	16,2513	10,7951	16,2985	9,1051	0,0472	-1,69
4^{ème}	16,25	10,7952	16,2835	8,973	0,0335	-1,8222
5^{ème}	16,2422	10,7992	16,2679	8,879	0,0257	-1,9202
6^{ème}	16,2656	10,8057	16,2561	8,8133	-0,0095	-1,9924
7^{ème}	16,2889	10,8122	16,2479	8,765	-0,041	-2,0472
8^{ème}	16,2889	10,8122	16,242	8,726	-0,0469	-2,0862
9^{ème}	16,2531	10,7447	16,2375	8,6956	-0,0156	-2,0491

V.5.4 Effets de la torsion accidentelle

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. Il y a d'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité

(C_{Mi}) et les centre de rigidité (C_{Ri}) à chaque étage. Cette excentricité résultant du non coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

Il existe aussi une autre forme de torsion, issu des incertitudes et phénomènes additionnels divers qu'on appellera par la suite torsion "**accidentelle**" et qui est traduite par une **excentricité accidentelle**, additionnelle à l'excentricité structurale.

En effectuant une analyse d'un modèle 3D de notre structure à l'aide du logiciel ETABS, l'excentricité **naturelle** est automatiquement calculée ; ce n'est pas le cas de l'excentricité **accidentelle**.

D'après l'article **4.3.7 du RPA99/2003**, l'excentricité accidentelle (additionnelle) est égale à $0,15 \pm L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. On effectuera par la suite les calculs suivants :

$$e_x \text{ accidentelle} = 0,15 \times L_x \quad \Rightarrow \quad e_x \text{ accidentelle} = 0,15 \times 32,60\text{m} = 4,89 \text{ m}$$

$$e_y \text{ accidentelle} = 0,15 \times L_y \quad \Rightarrow \quad e_y \text{ accidentelle} = 0,15 \times 20,02\text{m} = 3,003 \text{ m}$$

Remarque : L'excentricité naturelle ne dépasse pas l'excentricité accidentelle.

V.5.5 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le « RPA99 version 2003 » (art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement...) dans le rapport $0.8 V / V$

Avec $A=0.25$; $D_x=1.909$; $D_y=1.655$; $Q = 1.2$; $R=3.5$ et $W=52270.15 \text{ kN}$

	V dyn (KN)	0.8 V stat (KN)	observation
Sens x-x	8314.62	6857.84	verifier
Sens y-y	9394.47	5937.89	verifier

V.5.6 Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99 version 2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = R(\delta_k^e - \delta_{k-1}^e) \leq 0,01h$$

Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0,0574	0,2009	0	0,20	306,0	0,066	Vérifiée
Etage 1	0,1587	0,55545	0,2009	0,35	306,0	0,116	Vérifiée
Etage 2	0,2862	1,0017	0,55545	0,45	306,0	0,146	Vérifiée
Etage 3	0,4304	1,5064	1,0017	0,50	306,0	0,165	Vérifiée
Etage 4	0,5844	2,0454	1,5064	0,54	306,0	0,176	Vérifiée
Etage 5	0,7425	2,59875	2,0454	0,55	306,0	0,181	Vérifiée
Etage 6	0,8996	3,1486	2,59875	0,55	306,0	0,180	Vérifiée
Etage 7	1,0517	3,68095	3,1486	0,53	306,0	0,174	Vérifiée
Etage 8	1,1958	4,1853	3,68095	0,50	306,0	0,165	Vérifiée
Etage 9	1,3231	4,63085	4,1853	0,45	306,0	0,146	Vérifiée

Les déplacements inter-étages sous Ex sont vérifiés.

Vérification des déplacements inter-étages sous Ey :

$$\Delta_k = R(\delta_k^e - \delta_{k-1}^e) \leq 0,01h$$

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0,0215	0,075	0	0,08	306,0	0,025	Vérifiée
Etage 1	0,0629	0,220	0,07525	0,14	306,0	0,047	Vérifiée
Etage 2	0,1187	0,415	0,22015	0,20	306,0	0,064	Vérifiée
Etage 3	0,1844	0,645	0,41545	0,23	306,0	0,075	Vérifiée
Etage 4	0,2564	0,897	0,6454	0,25	306,0	0,082	Vérifiée
Etage 5	0,3318	1,161	0,8974	0,26	306,0	0,086	Vérifiée
Etage 6	0,4083	1,429	1,1613	0,27	306,0	0,088	Vérifiée
Etage 7	0,4841	1,694	1,42905	0,27	306,0	0,087	Vérifiée
Etage 8	0,5577	1,952	1,69435	0,26	306,0	0,084	Vérifiée
Etage 9	0,6285	2,200	1,95195	0,25	306,0	0,081	Vérifiée

Les déplacements inter-étages sous Ey sont vérifiés.

V.5.7 Vérification de l'effet P-Delta : $P = \Delta$

Les effets de second ordre (ou effet P-Delta) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (\text{Article 5.9 RPA99/v2003})$$

			Dans le sens X-X			
Niveaux	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	θ_k	Observation
RDC	306,0	57805,05	0,20	8314,63	0,005	Vérifiée
Etagé 1	306,0	52178,8	0,35	8173,06	0,007	Vérifiée
Etagé 2	306,0	46460,9	0,45	7863,577	0,009	Vérifiée
Etagé 3	306,0	40743,0	0,50	7433,608	0,009	Vérifiée
Etagé 4	306,0	35024,4	0,54	6884,63	0,009	Vérifiée
Etagé 5	306,0	29305,7	0,55	6223,24	0,009	Vérifiée
Etagé 6	306,0	23586,9	0,55	5440,255	0,008	Vérifiée
Etagé 7	306,0	17868,2	0,53	4501,468	0,007	Vérifiée
Etagé 8	306,0	12149,4	0,50	3373,325	0,006	Vérifiée
Etagé 9	306,0	6430,6	0,45	1958,587	0,005	Vérifiée

			Dans le sens Y-Y			
Niveaux	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	θ_k	Observation
RDC	306,0	57805,05	0,08	9394,4667	0,002	Vérifiée
Etagé 1	306,0	52178,8	0,14	9277,352	0,003	Vérifiée
Etagé 2	306,0	46460,9	0,20	8963,247	0,003	Vérifiée
Etagé 3	306,0	40743,0	0,23	8459,913	0,004	Vérifiée
Etagé 4	306,0	35024,4	0,25	7816,8393	0,004	Vérifiée
Etagé 5	306,0	29305,7	0,26	7076,18	0,004	Vérifiée
Etagé 6	306,0	23586,9	0,27	6229,0662	0,003	Vérifiée
Etagé 7	306,0	17868,2	0,27	5204,6364	0,003	Vérifiée
Etagé 8	306,0	12149,4	0,26	4921,69	0,002	Vérifiée
Etagé 9	306,0	6430,6	0,25	2232,2265	0,002	Vérifiée

- Selon RPA99 version 2024 :

V.6 Analyse spectrale

L'analyse spectrale est une méthode de calcul dynamique utilisée pour évaluer les effets sismiques sur les structures, en se basant sur leur réponse modale. Conformément aux RPA 2024, elle consiste à déterminer les modes propres de la structure et à appliquer un spectre de réponse pour estimer les efforts induits par un séisme. Cette méthode est recommandée pour les bâtiments réguliers, faiblement amortis et situés en zones de sismicité modérée.

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

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S (2.5\eta) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S (2.5\eta) \left(\frac{T_2}{T}\right) & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ A.I.S (2.5\eta) \cdot \left(\frac{T_2 T_3}{T_2}\right) & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ae}}{g}(T)$: Spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g .

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol se classe s_I pour la période de retour de non effondrement $T_r = 475 \text{ ans}$.

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_2 : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constant.

T_3 : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

I : coefficient d'importance.

S : coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

V.6.1 Représentation graphique du spectre de réponse

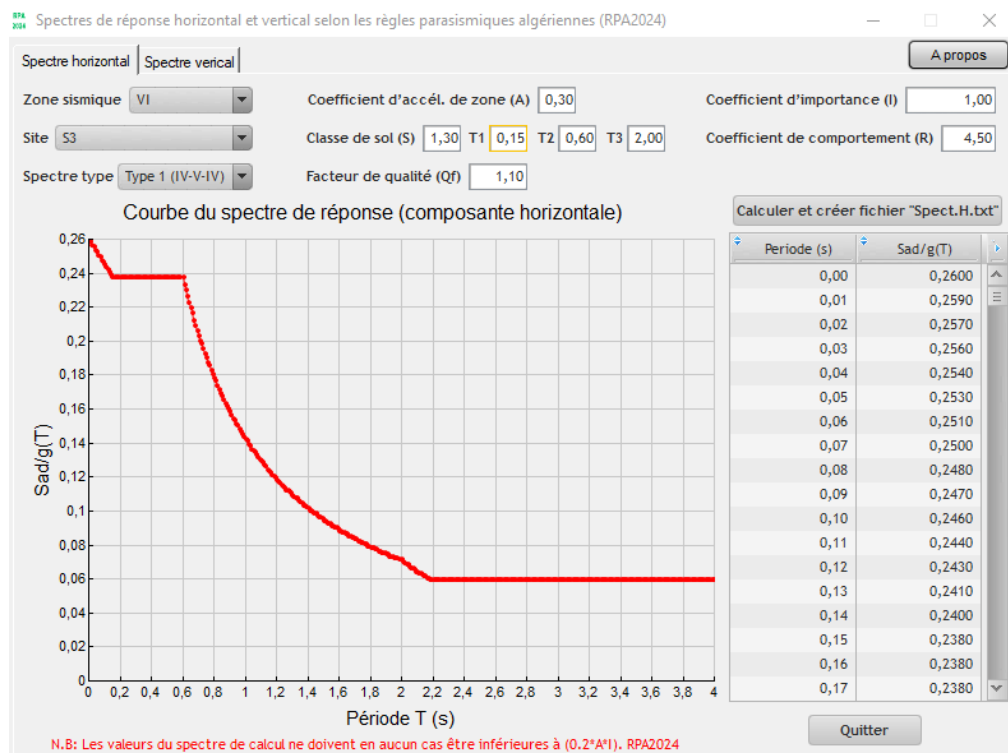
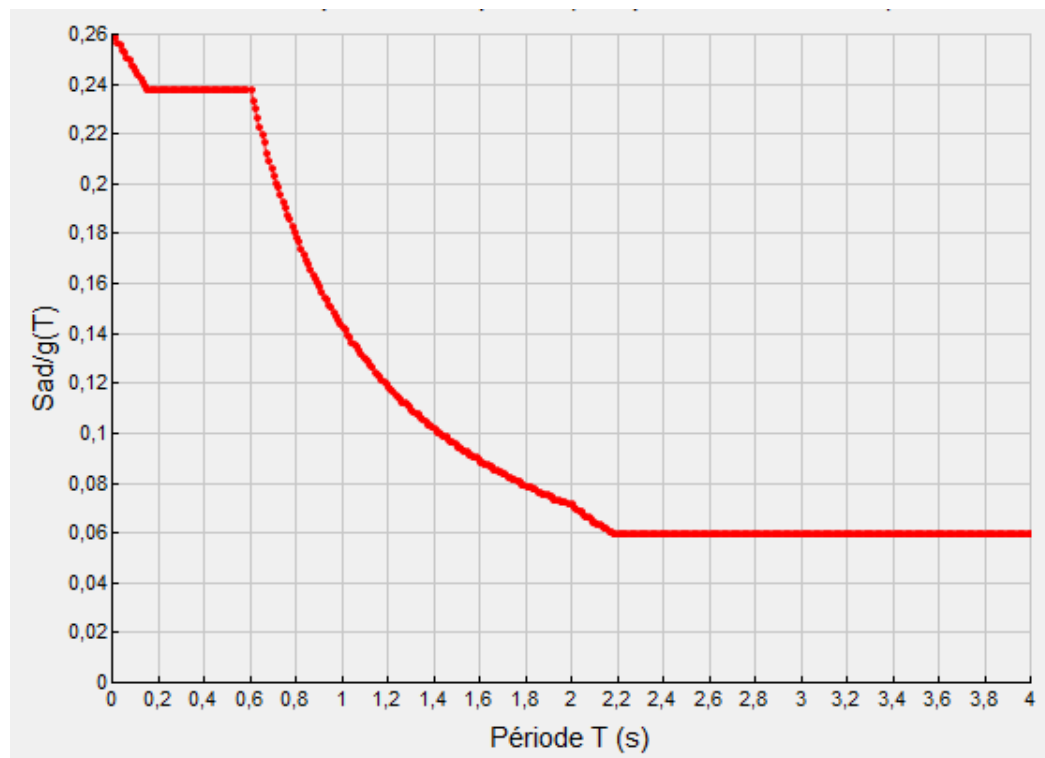


Figure V. 4: Représentation graphique Spectre de réponse horizontale.

- On a choisi pour calculer la force sismique avec la méthode statique équivalente :

V.6.2 Calcul de la force sismique par la méthode modale spectrale

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

- La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 .

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

W : poids sismique totale du bâtiment.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Ou :

$$W = W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée au tableau selon le RPA 2024 (4.2).

D'après le tableau on a choisi le cas 1 : bâtiments habitation, bureaux ou assimilés.

Donc : $\Psi = 0.30$.

D'après le RPA 99 version 2024, on a :

- Groupe d'usage : groupe 2.
- Zone sismique : VI $\longrightarrow$ A=0.30.

- Coefficient d'importance I : I=1.
- catégorie S3 —————> meuble.
- Spectre type 1 (zones VI) $\left\{ \begin{array}{l} s = 1.30 \\ T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.60 s \\ T_3 = 2 s \end{array} \right.$

V.6.3 Spectre de calcul

Pour éviter une analyse d'une structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastique dénommé coefficient de comportement de la structure, R, ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité Q_F .

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Nota : ces valeurs de spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0.2A.I)$.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par Eqn. (3.16). Avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale A_v . S'étant pris égal à 1.0, R étant pris égale à 1.5 pour tout système de contreventement, Q_F étant pris égale à 1.0, et l'autre paramètre tels que définis-en § 3.2.2.

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A_v \cdot I \left(\frac{2.5}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A_v \cdot I \left(\frac{2.5}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A_v \cdot I \left(\frac{2.5}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right)^\alpha & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Nota : ces valeurs de spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0.2A_v \cdot I)$.

- **Coefficient de comportement global de la structure :**

D'après le RPA 2024 (3.6), pour une structure en béton armée avec un système de contreventement, constitué par des voiles la valeur de $R=4.5^{(b)}$.

- **Facteur de qualité :**

La valeur de Q_F est déterminée par : $Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$

Où :

P_q : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q (est satisfait ou non).

I : est le nombre total de pondération dépendant de la catégorie concernée.

Tableau V. 5: Valeurs des pondérations

Catégorie	Critère q	Observé	N /observé
(b)	1. régularité en plant.	0	0.05
	2. régularité en	0	0.00
	élévation.	0	0.05
	3. redondance en plan.		

$$p_q = 0.1$$

Donc : $Q_F = 1.10$.

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0,763$$

V.7 Résultats de l'analyse sismique

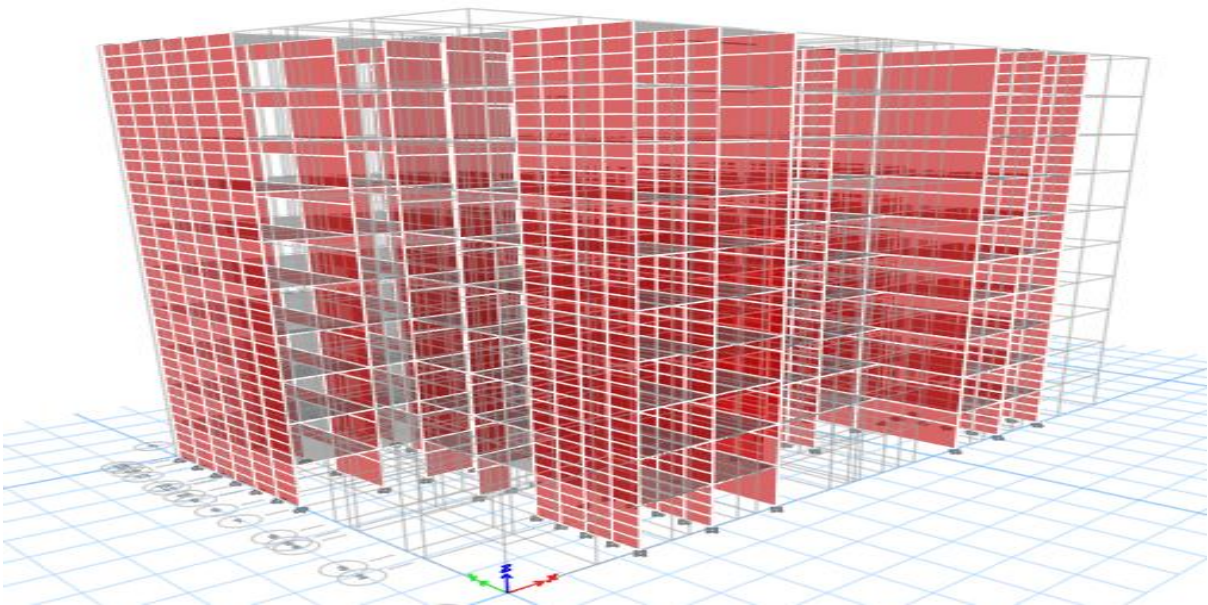


Figure V. 5: Vue en 3D.

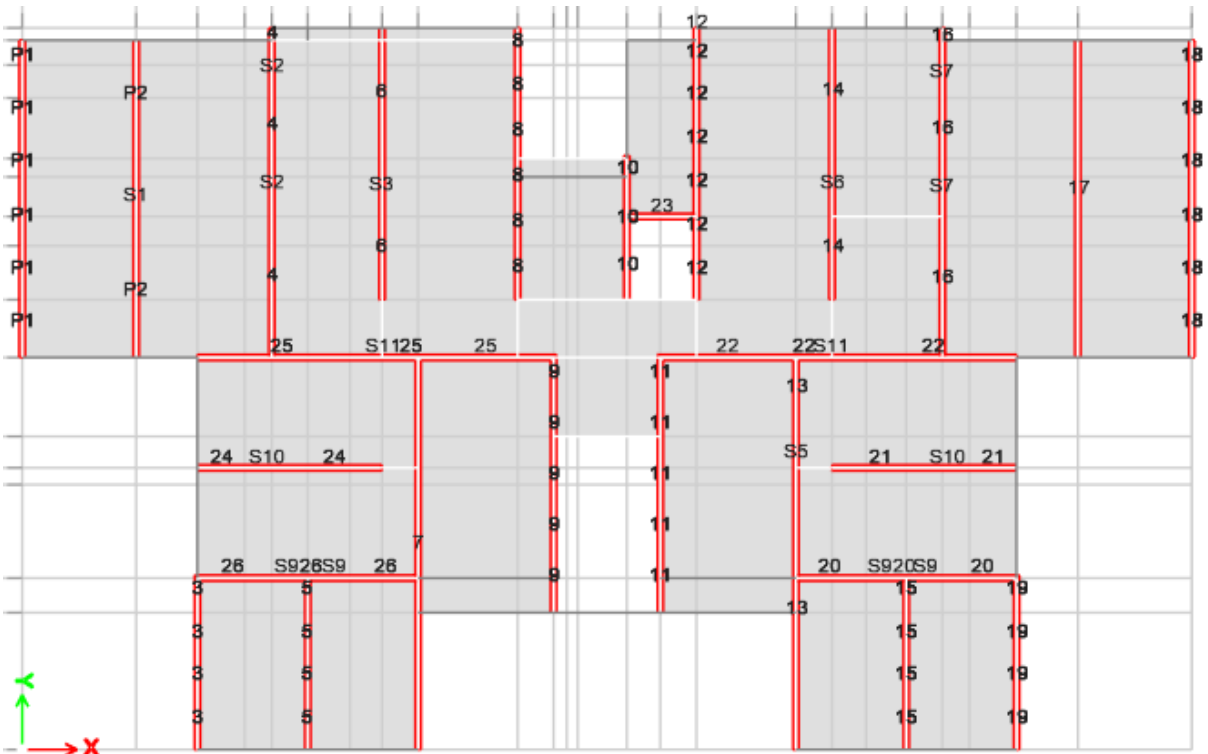
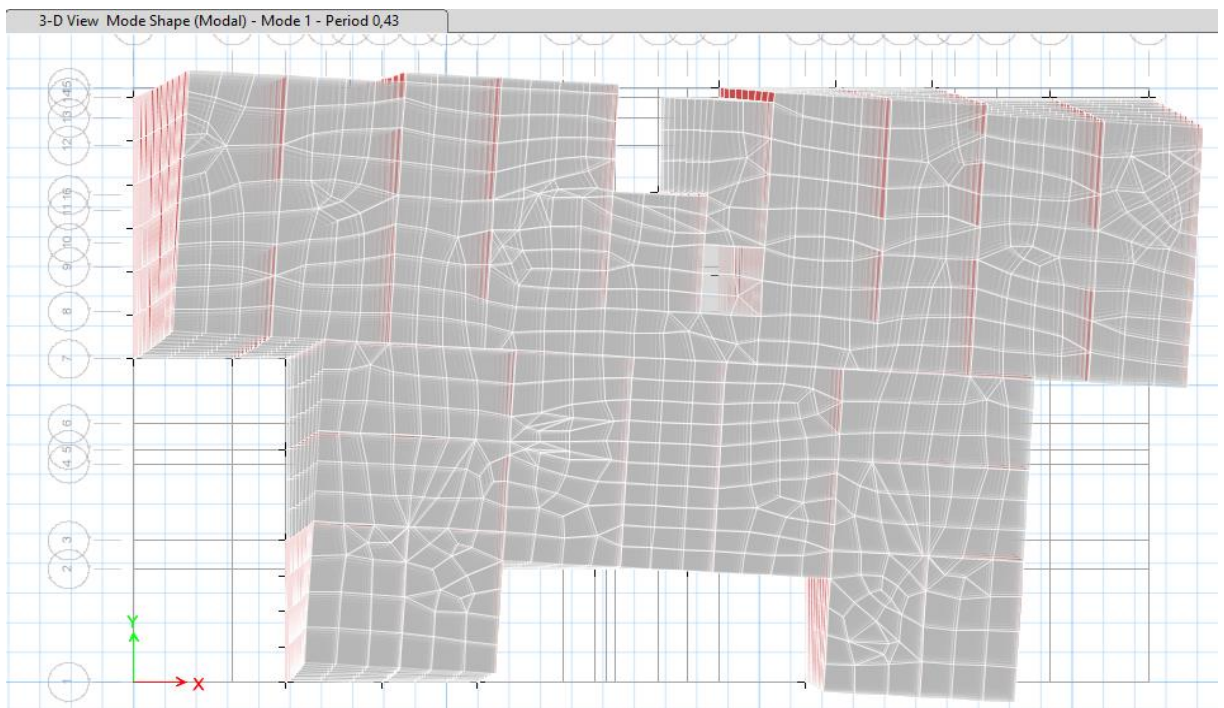
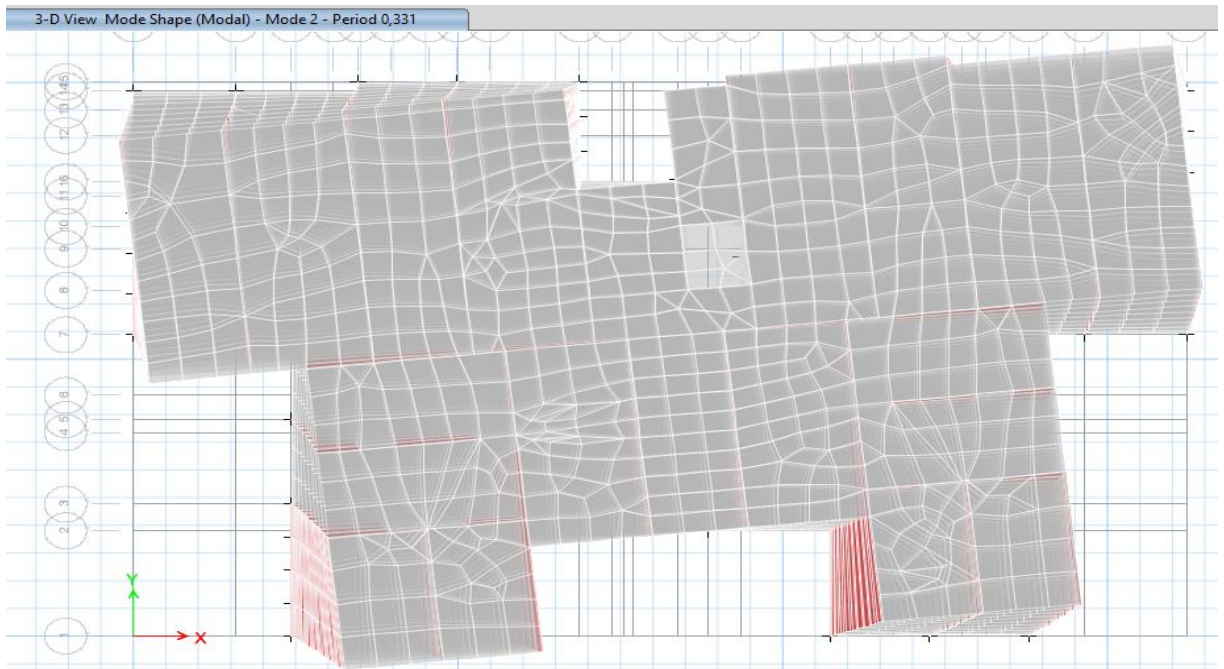


Figure V. 6: Vue en plan du plancher.

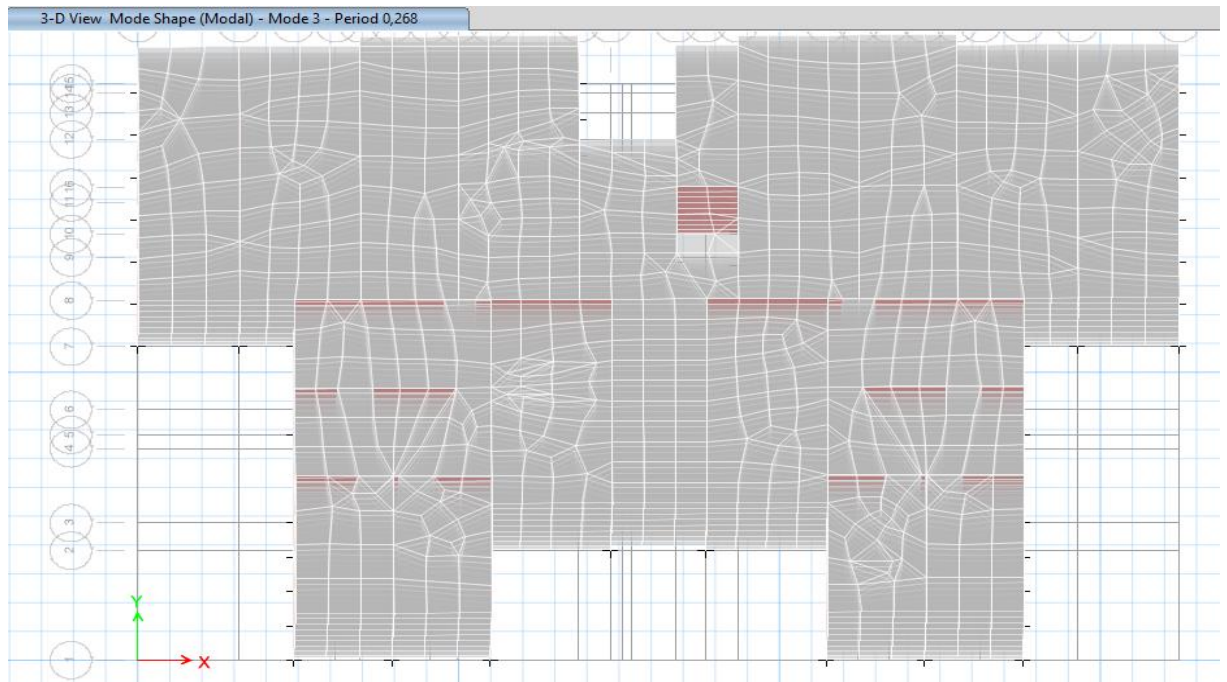
- **Caractéristiques dynamique propres du modèle :**



Mode 1.



Mode 2.



Mode 3.

Figure V. 7: Les modes de déformation.

- Le premier mode translation parallèlement à X-X.
- Le deuxième mode torsion.
- Le troisième mode translation parallèlement à Y-Y.

V.7.1 Modal Participating Mass Ratios

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	0,403	0,586	0,0001	0,586	0,0001
2	0,31	0,1298	0,0005	0,7158	0,0006
3	0,252	0,0004	0,6896	0,7162	0,6902
4	0,106	0,1672	0,000005884	0,8833	0,6902
5	0,071	0,0063	0,0001	0,8896	0,6903
6	0,061	0,0001	0,188	0,8897	0,8783
7	0,052	0,0487	0,00004158	0,9384	0,8783
8	0,035	0,0241	0	0,9624	0,8783
9	0,033	0,0001	0,00004487	0,9625	0,8783
10	0,031	0	0	0,9625	0,8783
11	0,031	0	5,762E-07	0,9625	0,8783
12	0,03	0	8,579E-07	0,9625	0,8783

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N : La hauteur totale de la structure.

$$h_N = 30.6m.$$

Selon le RPA 99 version 2024 article (4.2.4) on trouve $C_T = 0.05$.

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (30.6)^{\frac{3}{4}} = 0.65 \text{ s.}$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.403 \text{ s.}$$

Tableau V. 6: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

Cas	Période à utilisée
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

$$T_{\text{calcul}} = 0.403 \text{ s.} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.845 \text{ s.}$$

Donc :

$$T_0 = T_{\text{calcul}} = 0.403 \text{ s.}$$

- Calcul le Coefficient de correction :**

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1. \text{ autrement} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.6 \text{ s.}$$

$$T_0 = 0.403 \text{ s} \leq (2 \times 0.6) = 1.2 \text{ s.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

$$\lambda = 0.85.$$

$$W = 52962.01 \text{ KN.}$$

- La force sismique V :**

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.238$$

$$V_x = 0.85 \times 0.24 \times 0.403 \times 58235.64 = 4787,67 \text{ KN.}$$

$$V_y = 0.85 \times 0.24 \times 0.403 \times 58235.64 = 4787,67 \text{ KN.}$$

V.7.2 Vérification des déplacements inter étage

Selon l'article 4.5.2 du RPA99 version 2024 le déplacement horizontal à chaque niveau (K)

de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$

Q_F : Coefficient de qualité ($Q_F = 1.10$).

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i y compris l'effort de torsion.

R : Coefficient de comportement de la structure ($R = 4.5$).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}.$$

Ce déplacement (Δ_K) ne doit pas dépasser 1,5 % de la hauteur de l'étage

Tableau V. 7: Vérification des déplacements selon x-x

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$h_k(cm)$	$1\%h_e(cm)$	
RDC	0,052	0,234	0	0,23	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 1	0,1449	0,65205	0,234	0,42	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 2	0,2623	1,18035	0,65205	0,53	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 3	0,3954	1,7793	1,18035	0,60	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 4	0,5379	2,42055	1,7793	0,64	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 5	0,6842	3,0789	2,42055	0,66	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 6	0,8296	3,7332	3,0789	0,65	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 7	0,9704	4,3668	3,7332	0,63	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 8	1,1038	4,9671	4,3668	0,60	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 9	1,2224	5,5008	4,9671	0,53	306,0	3,060	Vérifiée

Tableau V. 8: Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$h_k(cm)$	$1\%h_e(cm)$	
RDC	0,0195	0,088	0	0,09	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 1	0,0573	0,258	0,08775	0,17	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 2	0,1085	0,488	0,25785	0,23	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 3	0,1689	0,760	0,48825	0,27	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 4	0,2353	1,059	0,76005	0,30	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 5	0,3048	1,372	1,05885	0,31	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 6	0,3753	1,689	1,3716	0,32	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 7	0,4452	2,003	1,68885	0,31	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 8	0,513	2,309	2,0034	0,31	306,0	3,060	Vérifiée
Etage 9	0,5782	2,602	2,3085	0,29	306,0	3,060	Vérifiée

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle

V.7.3 Vérification de l'effet P-Delta

C'est 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^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 \quad \text{RPA99 version 2024}$$

Avec :

pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \Psi W_{Qi})$$

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 V. 9: Vérification de l'effort P-Δ dans le sens x-x

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	
RDC	306,0	58235,6399	0,23	9458,4175	0,005	Vérifiée
Etage 1	306,0	52555,7107	0,42	9322,992	0,008	Vérifiée
Etage 2	306,0	46814,4523	0,53	9003,8089	0,009	Vérifiée
Etage 3	306,0	41073,194	0,60	8531,7458	0,009	Vérifiée
Etage 4	306,0	35330,9357	0,64	7909,5991	0,009	Vérifiée
Etage 5	306,0	29588,6865	0,66	7141,8395	0,009	Vérifiée
Etage 6	306,0	23846,2752	0,65	6217,8255	0,008	Vérifiée
Etage 7	306,0	18103,8638	0,63	5104,7041	0,007	Vérifiée
Etage 8	306,0	12361,4525	0,60	3766,5128	0,006	Vérifiée
Etage 9	306,0	6619,0412	0,53	2123,0977	0,005	Vérifiée

Tableau V. 10: Vérification de l'effort P-Δ dans le sens y-y

Niveaux	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	Dans le sens Y-Y			
			$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	θ_k	Observation
RDC	306,0	58235,6399	0,09	10565,0537	0,002	Vérifiée
Etage 1	306,0	52555,7106	0,17	10455,5952	0,003	Vérifiée
Etage 2	306,0	46814,4523	0,23	10150,2077	0,003	Vérifiée
Etage 3	306,0	41073,194	0,27	9638,3653	0,004	Vérifiée
Etage 4	306,0	35330,9357	0,30	8946,4379	0,004	Vérifiée
Etage 5	306,0	29588,6865	0,31	8098,3529	0,004	Vérifiée
Etage 6	306,0	23846,2752	0,32	7082,7606	0,003	Vérifiée
Etage 7	306,0	18103,8638	0,31	5844,3032	0,003	Vérifiée
Etage 8	306,0	12361,4525	0,31	4305,0511	0,003	Vérifiée
Etage 9	306,0	6619,0412	0,29	2399,0256	0,003	Vérifiée

➤ Les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

Effort réduit :

$$v_d = \frac{Nd}{Bc f_{c28}} < 0,40$$

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire(cm ²)			
RDC	20	880	17600	3432,3888	0,195	Vérifiée
Etage 1	20	880	17600	3098,9863	0,176	Vérifiée
Etage 2	20	880	17600	2764,0996	0,157	Vérifiée
Etage 3	20	880	17600	2427,7693	0,138	Vérifiée
Etage 4	20	880	17600	2089,5915	0,119	Vérifiée
Etage 5	20	880	17600	1749,9114	0,099	Vérifiée
Etage 6	20	880	17600	1408,9713	0,080	Vérifiée
Etage 7	20	880	17600	1066,8924	0,061	Vérifiée
Etage 8	20	880	17600	724,4769	0,041	Vérifiée
Etage 9	20	880	17600	378,9804	0,022	Vérifiée

Chapitre VI : Etude des voiles

VI.1 Introduction

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définie comme des structures planes ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième (l'épaisseur), ils peuvent être aussi définis comme étant des poteaux « allongés » de longueur supérieure à cinq fois leurs épaisseurs.

En béton armé ou non armé, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales apportées par les planchers (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale du au vent et au séisme (fonction de contreventement).

Appelé également « voiles », ils peuvent également servir de :

Cloisons de séparation entre les locaux ou les chambres et garantir une isolation acoustique ainsi qu'une protection incendie (coupe-feu).

Murs de façade, murs pignons

Voiles périphériques, voiles soubassement

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent.

VI.2 Principe

Avant de procéder au calcul béton armé (ferraillage), il est bien logique d'essayer d'analyser:

Le mode de fonctionnement d'un voile à quoi, un voile peut être sollicité ?

Comment, un voile peut assurer son rôle de contreventement ?

Les voiles peuvent être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations (superficielles, semi- profondes ou profondes).

La déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversements. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normale de compression, provenant des charges verticales (des planchers) est suffisant pour que, sous l'action du moment de reversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Plusieurs méthodes de calcul existent, leurs applications dépendent du modèle choisi, compte tenu de la forme du bâtiment, des dispositions et de la régularité des murs, de l'existence et de la position des ouvertures.

Dans le cas général, quand il y a plusieurs éléments de contreventement de formes et de conditions d'appuis différents, la répartition ne peut se faire que par l'emploi de l'ordinateur. Un calcul manuel est toujours possible mais il est très judicieux.

Faut-il le rappeler, la méthode des éléments finis est une des méthodes qui consiste à remplacer la structure réelle par un modèle d'analyse constitué d'un nombre réduit d'éléments ; le plancher sera modélisé en éléments finis, donc la distribution de l'effort horizontal entre les refends sera faite en même temps que le calcul d'ensemble.

Cette méthode permet de résoudre n'importe quel problème de contreventement pour autant que le découpage soit effectué judicieusement. On peut, notamment prendre en compte toutes les irrégularités dans les refends, les déformations des planchers et obtenir la répartition des forces horizontales dans les murs porteurs, quelle que soit la distribution des ouvertures.

VI.3 Réglementation

Les murs et parois en béton banché sont exclus des règles BAEL91 et font l'objet du "DTR-B.C.-2.41", et du "CBA 93". Les dispositions prévues par ces derniers, sont aussi applicable aux constructions situées dans des zones sujettes aux séismes, il est cependant nécessaire de satisfaire aux règles parasismiques (RPA99/2003), lesquelles prévoient également des dispositions constructives.

Le calcul des armatures se fera à la flexion composée en considérant les combinaisons d'action ci-après, pour la détermination des sollicitations et des déformations :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8 G + E \end{cases}$$

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme

VI.3.1 Les sollicitations sur les voiles

Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

- 1- Section entièrement tendue (SPT).
- 2- Section partiellement comprimée (SPC).
- 3- Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

$N < 0 \Rightarrow$ un effort de compression.

$N > 0 \Rightarrow$ un effort de traction.

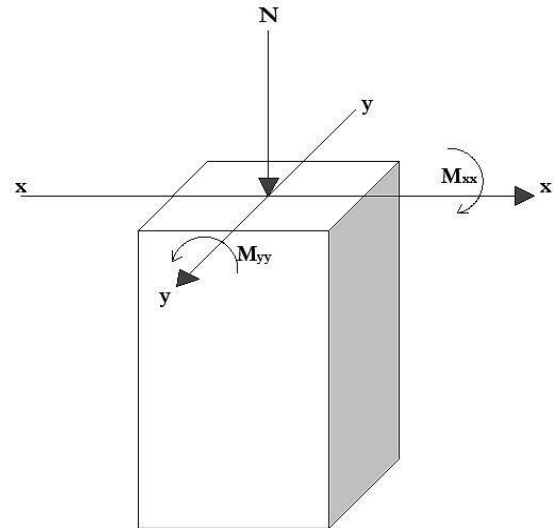


Figure VI. 1: Les sollicitations sur les voiles.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.

VI.4 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile en béton armé passe toujours par :

Le ferrailage des trumeaux :

Les trumeaux seront calculés à la flexion composée avec un effort tranchant. Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par l'article 7.7.1 du RPA99/2003 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions ; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton". Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d comme suite :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l''}{3}\right)$$

l' : la longueur de la zone comprimée.

h_e : la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré. On devra disposer les ferraillements suivants :

Des aciers verticaux (article 7.7.4.1 du RPA99/2003) des aciers horizontaux (article 7.7.4.2 du RPA99/2003)

✓ **Remarque :**

Il y a lieu d'effectuer quelques vérifications comme :

Vérification au flambement :

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme, on doit justifier au flambement quand l'élancement est limité, on peut effectuer le calcul à la flexion composée à condition de prendre certaines précautions.

VI.4.1 Vérification à l'effort tranchant :

Les contraintes de cisaillement dans le béton est à vérifier, d'après l'article 7.7.2 du RPA99/2003.

Il faut que :

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

Avec :

$\overline{V_u} = 1,4 V_u$ calculer

b : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile ($d = 0,9.h$)

h : hauteur totale de la section brute

$\overline{\tau_u} = 0,2.f_{c28}$

VI.5 Règles communes :

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, le RPA99/2003 imposent des sections minimales d'acier, qui sont les suivantes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,15\% \times b \times h \\ \text{En zone courante : } A_{min} = 0,10\% \times b \times h \end{array} \right.$$

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min (1,5 \times e ; 30\text{cm})$ en zone courante.

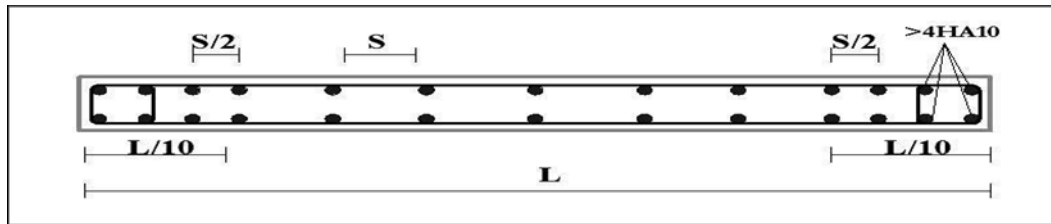


Figure VI. 2: Disposition vertical des armatures dans les voiles.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m². 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 dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - ✓ 40Ø Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - ✓ 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Quelques dispositions de ferrailrages :**

1. Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes :

D'après l'article 7.8 du RPA/2003, il doit exister un chaînage périphérique continu d'au moins 3cm² de section d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale 1,5cm² et respectant la règle de 0,28L dans le cas de contreventement par voile, et de 0,50L, dans le cas de contreventement par portiques, L étant la largeur chaînée exprimée en mètres.

2. Dispositions propres aux éléments porteurs : (article 7.10 du RPA/2003) :

• **Poutres, poutrelles et dalles :**

Il faut s'assurer d'une bonne liaison de l'élément porté sur l'élément porteur par l'intermédiaire d'armatures réalisant la continuité mécanique du ferrailage. Cette continuité mécanique peut être assurée soit par la continuité des aciers inférieurs, soit par des chapeaux équilibrant au moins 0,15M₀, soit par des barres relevées ancrées sur appuis.

• **Poteaux :**

La continuité mécanique des armatures doit être assurée aux extrémités des poteaux. De plus

les armatures transversales aux extrémités du poteau sur la hauteur b doivent avoir un espacement maximal à ne pas dépasser, soit : le minimum de ($12\phi_l$; $0,5a$; 30cm).

VI.6 Calcul du ferrailage des voiles :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le trumeau excentré du voile numéro 9 du RDC ainsi que le linteau adjacent. Et pour cause ce voile comporte plusieurs ouvertures

➤ Vérification au flambement :

$$\lambda = \max [50 ; \min (\frac{67 \times e_a}{h} ; 100)]$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; \frac{h_e}{250}) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \max [50 ; \min (\frac{67 \times e_a}{h} ; 100)] = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a} \rightarrow L_f = 0,7 \times 2,90 = 2,03 \text{ m} \rightarrow \lambda = 2,03 \frac{\sqrt{12}}{0,16}$$

$$\lambda = 43,95 < 50$$

Conclusion :

Le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations et de l'excentricité.

➤ Ferrailage des trumeaux et des voiles (P32) :

Après l'interprétation des résultats donnés par le logiciel ETABS nous avons obtenu :

N _z (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	T (KN)
-1533,3	12887,6	30,72	878,8

↳ Ferrailage Voile (P32)

$$\left\{ \begin{array}{l} N_z = -1533,3 \text{ KN} \\ M_x = 12887,6 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

1) Zone courant :

$$B = (L. b) = (8800 \times 160) = 1408000 \text{ mm}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{8,8}{2} = 4,4 \text{ m}$$

$$I = \frac{b.L^3}{12} = \frac{160 \times 8800^3}{12} = 9,0863 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{1\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} = \frac{-1533,3 \times 10^3}{1408000} + \frac{12887,6 \times 10^6 \times 4400}{9,0863 \times 10^{12}} = 5,15 \text{ MPa} \\ \sigma_{2\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.v}{I} = \frac{-1533,3 \times 10^3}{1408000} - \frac{12887,6 \times 10^6 \times 4400}{9,0863 \times 10^{12}} = -7,33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 8,8 \left(\frac{-7,33}{5,15 - 7,33} \right) = 5,17 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 8,8 - 5,17 = 3,63 \text{ m}$$

$$d < \text{Min} \left(\frac{L_t}{2} ; \frac{3}{2} L_t \right) = \text{Min} (1,815 ; 5,445)$$

$$d = 1,9 \text{ m}$$

$$I = \frac{b.Lt^3}{12} = \frac{160 \times 3630^3}{12} = 6,37 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$v' = \frac{L_t}{2} = \frac{3,63}{2} = 1,815 \text{ m}$$

$$B' = b.Lt = 160 \times 3630 = 580800 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{B'}{2} \times \sigma_{\max} \right)$$

$$N_1 = \frac{580800}{2} \times 5,15$$

$$N_1 = 1495,56 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{N_1}{f_e}$$

$$A_{st} = \frac{1495560}{500}$$

$$A_{st} = 29,94 \text{ cm}^2$$

D'après CBA93 :

$$A_{s_c} = (L_c + b) \times 2 \times 4\%$$

$$A_{s_c} = (517 + 16) \times 2 \times 4\%$$

$$A_{s_c} = 42,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \text{Max} (A_{s_c} ; A_{st}) = A_{s_c}$$

$$A_{s_{\max}} = 42,62 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures :

$$A_{st} = 42,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 154T6 \quad \text{avec : } A_s = 43, \text{ cm}^2.$$

2) Zone d'about :

$$\sigma_{t23} = \frac{(L_c - 23) \sigma_c}{L_c} = \frac{(5170 - 230) \times 5,15}{5170} = 4,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t23}^{\text{moy}} = \frac{\sigma_{t23} + \sigma_c}{2} = \frac{4,92 + 5,15}{2} = 5,035 \text{ MPa}$$

$$N_{t23} = \sigma_{t23}^{\text{moy}} \times b \times 230$$

$$N_{t23} = 5,035 \times 160 \times 230$$

$$N_{t23} = 185,104 \text{ KN}$$

$$A_{st23} = \frac{N_{t23}}{f_e}$$

$$A_{st23} = \frac{185104}{500}$$

$$A_{st23} = 3,67 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures :

$$A_{st} = 3,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : 6T10} \quad \text{avec : } A_s = 4,71 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales :**

RPA99v2003 l'article 7.7.4.1

$$A_{RPA} = 0,2 \% b. L_t$$

$$A_{RPA} = 0,2 \% \times 16 \times 363$$

$$A_{RPA} = 11,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} \text{ ml/face} = \frac{A_{RPA}}{L \times L_t}$$

$$A_{RPA} \text{ ml/face} = \frac{11,62}{8,8 \times 3,63}$$

$$A_{RPA} \text{ ml/face} = 0,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal :**

$$A_{min} = 0,15\% b. L$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 16 \times 880$$

$$A_{min} = 21,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_{max} ; A_{min} ; A_{RPA})$$

Donc :

$$A_s = 42,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacements minimaux :**

En zone courante :

$$\delta \leq \min (1,5 \times e ; 30\text{cm}) \Rightarrow \delta \leq \min (1,5 \times 16 ; 30\text{cm})$$

L'espace est pris en fonction du nombre de barre à condition que : $\delta \leq 30\text{cm}$

⇒ On adoptera donc un espacement : $\delta = 20 \text{ cm}$

$$\delta' = \delta/2 = 10 \text{ cm}$$

⇒ **Ferraillages horizontaux :**

a) Vérification de l'effort tranchant : $V = 572,8 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} < \tau_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 572800}{16 \times 100 \times 792} = 0,74 \text{ MPa} < \tau_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \times \delta} > \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow \text{Pas de reprise de bétonnage}$$

$$\frac{At}{b_0 \times \delta} > \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow At > \frac{\tau_u \times b_0 \times \delta}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow At > \frac{0,74 \times 16 \times 20}{0,9 \times \frac{500}{1}}$$

$$At > 0,24 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour le ferraillage des zones courantes, des panneaux **TS6** (150×300) à haute adhérence de nuance FE500.

Tableau VI. 1: Ferraillage Longitudinal de voile P32

Voile	Niv	Combi	Loc	P [kN]	M3 [kNm]	L [m]	Ep [m]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\sigma_{\min}$ [MPa]	Cas
P32	RDC	0,8G+Ex	Bot	-1533,3	-12887,6	8,80	0,16	5,15	-7,33	SPC
LT [m]	LC [m]	P _{LT} [kN]	P _{LC} [kN]	A _{ST} [cm ²]	A _{SC} [cm ²]	A _{ST,23cm} [cm ²]	A _{SC,23cm} [cm ²]	A _{SMAX} [cm ²]	A _{SMAX,23cm} [cm ²]	
3,63	5,17	1497,0	-3030,3	29,94	42,62	<u>3,67</u>	3,12	42,62	3,67	

Tableau VI. 2: Ferraillage transversal de voile P32

Voile	Niv	Combi	Loc	V2 [kN]	L [m]	Ep [m]	τ_b [MPa]	$\tau_{blimite}$ [MPa]	At [cm ²] e=15cm
P32	R2	G+Q+Ex	Top	-632,6	8,80	0,16	0,70	5,0	<u>0,24</u>

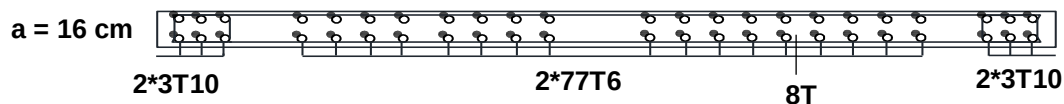


Figure VI. 3: Schéma de ferraillage de voile 32 (RPA99v2003).

- Selon le RPA99/(version2024) :

VI.7 Ferrailage des voiles :

Selon RPA 2024 :

$$B_c = b_w > \frac{h_e}{15} = \frac{291}{15} = 19,4 \text{ cm}$$

Donc : RPA 2024 exigée d'augmenté épaisseur de voile de 16 cm jusqu'à 20 cm

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

VI.7.1 Vérification de la condition de l'effort normal réduit

$$v = \frac{Nd}{B_c f_{c28}} = \frac{2024,61 \times 10^{-3}}{8,80 \times 0,20 \times 25} = 0,046 < 0,40 \quad \text{Condition vérifié}$$

VI.7.2 Vérification de la condition d'élancement :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{30,60}{8,80} = 3,48 > 2$$

Le voile V32 est considéré comme un voile élancé

VI.7.3 Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6) = \max(8.8 ; 30,60/6) = \max(8.80 ; 5.1) = 8.8m$$

Donc

$$h_{cr} = 8.8 \text{ m}$$

VI.7.4 Enveloppe de calcul des moments fléchissant :

L'enveloppe linéaire des moments fléchissant est construite en premier lieu selon la section 7.7.4 et la figure 7.13 des RPA.

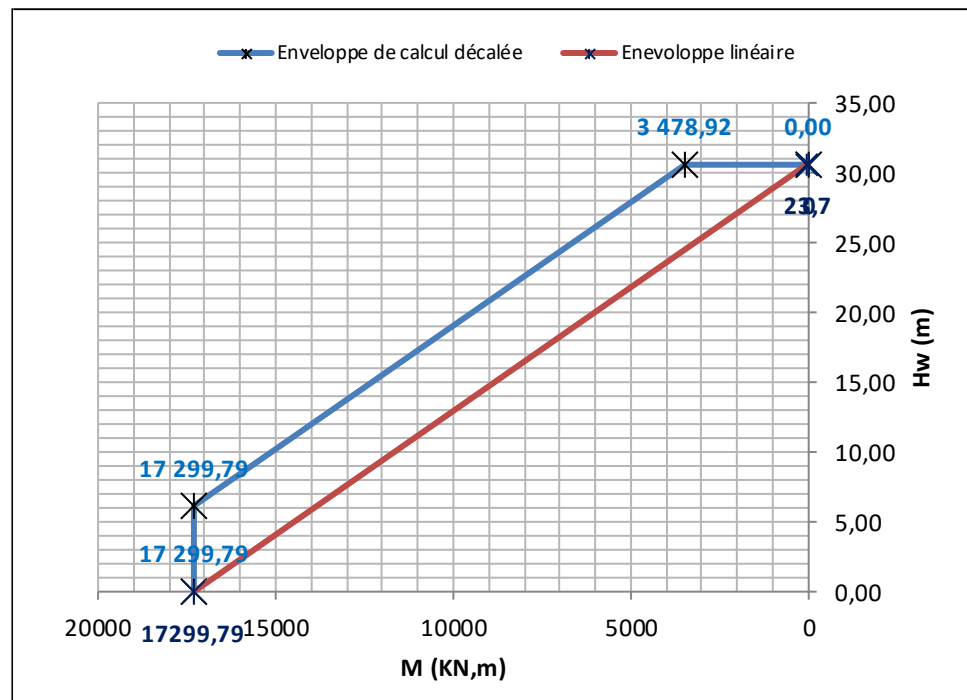


Figure VI. 4: Enveloppe de calcul des moments du voile.

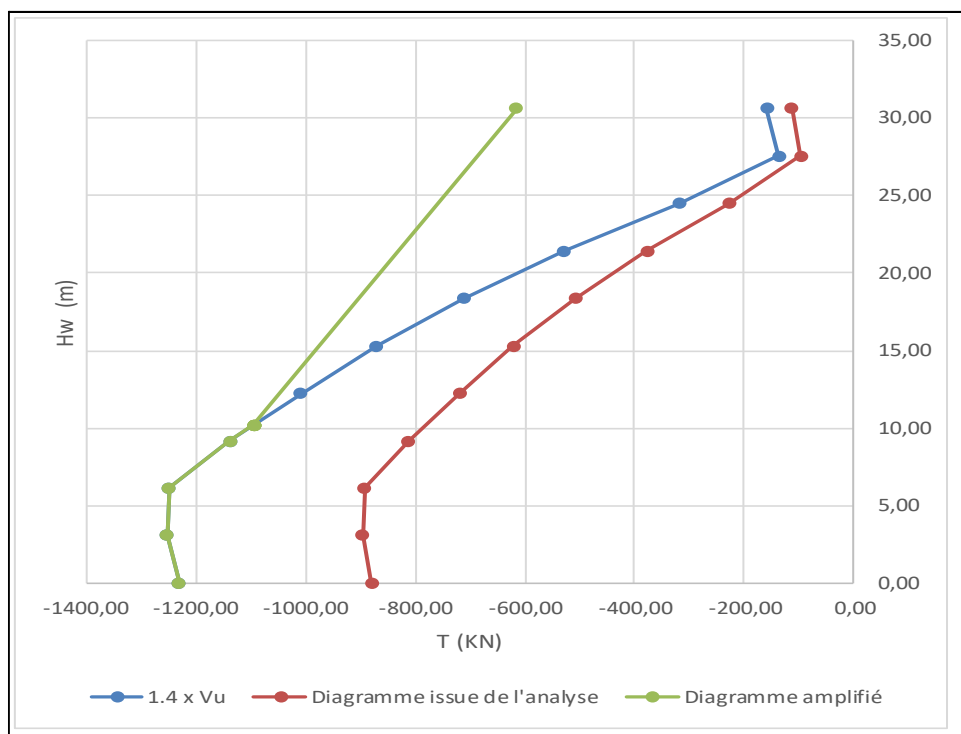


Figure VI. 5: Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile.

VI.7.5 Exigences de ductilité pour la zone critique

VI.7.5.1 Dimensions des éléments de rive confinés

Longueur de l'élément de rive confiné

$$l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) = \max (0,15 \times 8,8m ; 1,5 \times 0,20m) = 1,32m = 132 \text{ cm}$$

$$l_c = 135 \text{ cm}$$

Largeur de l'élément de rive confiné

$$b_c \geq \max(20\text{cm} ; h_e/20) = \max(20\text{cm} ; 306\text{cm}/20) = 20\text{cm}$$

$$b_c = 20 \text{ cm}$$

VI.7.5.2 Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le calcul des armatures longitudinales se fait par le calcul de la section du voile en flexion composée sous N et M.

$$N = -2024.61 \text{ kN} ; M = 17299.79 \text{ kN.m} ; M_{\text{crd}} = 18242.00 \text{ kN.m.}$$

Pour simplifier le calcul des armatures, on a la section du voile une section rectangulaire $(b \times h) = (b_c \times l_w) = (20\text{cm} \times 880\text{cm})$.

$$\text{Ferrailage calculé : } A_s = 25.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix proposés des armatures : } 2 \times 12\text{T}12 \equiv 27.12\text{cm}^2$$

VI.7.5.3 Vérification du % des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

$$A_s = 27.12 \text{ cm}^2 > 0.5\% (l_c \times b_c) = 0.005 \times (135 \times 20) = 13.5\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.7.5.4 Armatures transversales dans les éléments de rive

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$s_t \leq \min(b_c/2, 20\text{cm}, 8d_b) = \min(20/2 ; 20 ; 8 \times 1,2) = \min(10 ; 20 ; 10) = 10\text{cm}$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t > 0,09 \text{ st. bc. } \frac{f_c 28}{f_e} = 0,09 \times 15 \times 20 \times \frac{25}{500} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t > 0,3 \text{ st. bc. } \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c 28}{f_e} = 0,3 \times 15 \times 20 \times (1,11 - 1) \times \frac{25}{500} = 0,49\text{cm}^2$$

Avec A_g/A_c représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{2735,2}{2462,4} = 1,11$$

Choix des barres : 6T8 = 3,02 cm² (2 cadre + 1 épingle).

VI.7.5.5 Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} = \frac{V}{b_0 \times 0,9h} = \frac{1,4 \times 878,8 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 8,8} = 0,78 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

VI.8 Ferrailage de l'âme du voile

VI.8.1 Ferrailage horizontal dans l'âme du voile

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1,5b_w, 25\text{cm}) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25\text{cm}$$

Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s_h} > \frac{V}{z \cdot f_e} = \frac{1,4 \times 878,8 \times 10^{-3}}{7,45 \times 500}$$

Avec V effort tranchant de calcul. $V = 1,4V$

z distance entre les cgd des armatures des extrémités confinées ($z = 7,45 \text{ m}$)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{h,n} = 0.2\% \times s_h b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 20\text{mm}$.

Tableau VI. 3: Choix des barres pour le ferrailage horizontal

s_h (cm)	$A_{h,min}$ (cm ²)	Choix des barres
25	1	2T8
20	0.8	2T8
15	0.6	2T8
10	0.4	2T6

Choix des barres : 2T8 = 20 cm

VI.8.2 Ferrailage vertical dans l'âme du voile

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_v \leq \min(1,5b_w, 25\text{cm}) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25\text{cm}$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{v,n} = 0.2\% \times s_v b_w = 1,00 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 200/10 = 20\text{mm}$.

Choix des barres : 2T10 = 10 cm

VI.9 Justification de la condition de la ductilité

V _d (KN)	F _{yd} /F _{cd}	W _v	X _u	V _{nc} (cm) ³	V _{st} (cm) ³	ε _{cu}	μ _φ	α _n	α _s	α	ε _{cu,c}	ε _{sy}	W _{wd}	L _{c,calcul} (cm)	W _{wd}
-0,05	24,00	0,21	154,39	2166912	122173,4	0,0035	9,04	0,84	0,82	0,68	0,10	0,0025	1,3532	148,76	0,1226

Donc la condition est vérifiée.

VI.10 Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

VI.10.1 Efforts de calcul

Le Tableau donne les valeurs de calcul des efforts N, M et V pour chaque niveau.

Les valeurs de M et V sont ceux issus des courbes enveloppes.

Tableau VI. 4: Efforts de calcul N, M et V du voile V₃₂ au-dessus de la zone critique

STORY	Z (m)	N (kN)	M _x (kN.m)	V _y (kN)
STORY11- Bottom	30,60	-109,8	3478,92	97,65
STORY10- Bottom	27,54	-244,44	5206,53	113,84
STORY9- Bottom	24,48	-443,37	6943,14	227,64
STORY8- Bottom	21,42	-640,10	8661,75	377,64
STORY7- Bottom	18,36	-834,73	10389,35	508,69
STORY6- Bottom	15,3	-1028,2	12116,96	621,513
STORY5- Bottom	12,24	-1221,56	13844,57	720,01
STORY4- Bottom	9,18	-1416,18	15572,18	812,5846
STORY3- Bottom	6,12			
STORY2- Bottom	3,06	Zone critique		
STORY1- Bottom	0,00			

VI.10.2 Ferrailage longitudinal aux extrémités (ferrailage de flexion)

La méthode et les données de calcul sont celles utilisées en section 3.5.2. Les moments de calcul sont ceux issus du diagramme enveloppe des moments fléchissant.

Tableau VI. 5: Ferrailage longitudinal aux extrémités

STORY	Z (m)	N (kN)	M _x (kN.m)	A _s (cm ²)	Choix
STORY11- Bottom	30,60	-109,8	3478,92	7,64	2*6T12
STORY10- Bottom	27,54	-244,44	5206,53	10,62	2*6T12
STORY9- Bottom	24,48	-443,37	6943,14	12,98	2*6T12
STORY8- Bottom	21,42	-640,10	8661,75	15,38	2*7T12
STORY7- Bottom	18,36	-834,73	10389,35	17,89	2*8T12
STORY6- Bottom	15,3	-1028,2	12116,96	20,49	2*10T12
STORY5- Bottom	12,24	-1221,56	13844,57	23,15	2*11T12
STORY4- Bottom	9,18	-1416,18	15572,18	25,88	2*12T12
STORY3- Bottom	6,12				
STORY2- Bottom	3,06	Zone critique			
STORY1- Bottom	0,00				

VI.10.3 Ferrailage horizontal dans l'âme du voile :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min (1,5b_w, 25cm) = \min (1,5 \times 20 ; 25) = 25cm$$

Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s_h} > \frac{V}{z.f_e} = \frac{1,4.V}{z.f_e}$$

Tableau VI. 6: Ferrailage horizontal de l'âme du voile

STORY	Z (m)	V _y (kN)	V (kN)	s _h (cm)	A _h (cm ²)	A _{h,min} (cm ²)	Choix des barres
STORY11- Bottom	30,60	97,65	136,71	25	0,1	1	2T8
STORY10- Bottom	27,54	113,84	159,38		0,11		2T8
STORY9- Bottom	24,48	227,64	318,70		0,22		2T8
STORY8- Bottom	21,42	377,64	528,70		0,36		2T8
STORY7- Bottom	18,36	508,69	712,17		0,48		2T8
STORY6- Bottom	15,3	621,513	870,12		0,59		2T8
STORY5- Bottom	12,24	720,01	1008,014		0,68		2T8
STORY4- Bottom	9,18	812,5846	1137,62		0,77		2T8
STORY3- Bottom	6,12						
STORY2- Bottom	3,06	Zone critique (déjà calculée)					
STORY1- Bottom	0,00						

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{h,n} = 0,2\% \times s_h b_w = 1 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 200/10 = 20\text{mm}$.

VI.10.4 Ferrailage vertical dans l'âme du voile :

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_h \leq \min(1,5b_w, 25\text{cm}) = \min(1,5 \times 20 ; 25) = 25\text{cm}$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{v,n} = 0,2\% \times s_v b_w = 1\text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 200/10 = 20\text{mm}$.

Choix des barres : 2T8 = 20 cm sur tous les étages

VI.11 Vérification des joints de reprise de bétonnage

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture qui sont calculés comme suit :

$$A_{vj} = 0,92 \left(\frac{V - N_d}{f_e} \right)$$

Avec armatures de diamètre minimum 8 mm

$$A_{vj} = 19,33\text{cm}^2$$

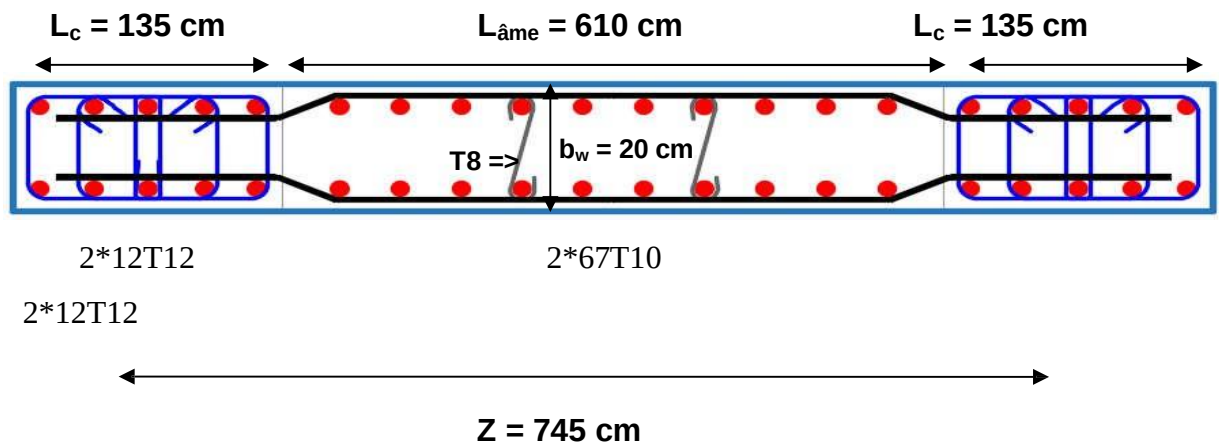


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage sur la hauteur critique (RPA2024)

VI.12 Principe des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant deux trumeaux d'un voile, à leurs extrémités par

encastrement.

Dans le cas des murs à ouvertures, les rotations subies par les sections horizontales se traduisent par de fortes courbures et, donc, par de fortes exigences de ductilité de linteaux qui seront appelés à dissiper une partie importante de l'énergie par la formation des rotules plastiques entre les trumeaux et les linteaux comme c'est indiqué sur le schéma à droite.

Il faut rappeler qu'une rotule plastique est le point de départ de la déformation d'un voile quand il est sollicité. Ce point continue à se déformer (se plastifier) sans pour autant se rompre, tant que l'épuisement total de sa capacité de déformation n'a pas été atteint.

Les linteaux sont donc fortement sollicités à l'effort tranchant, avec parfois d'importants efforts axiaux de compression ou de traction. Leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures. Une disposition très rapprochée des armatures transversales ou la mise en place des armatures en X équilibrant directement les tensions diagonales en améliorent la ductilité du linteau.

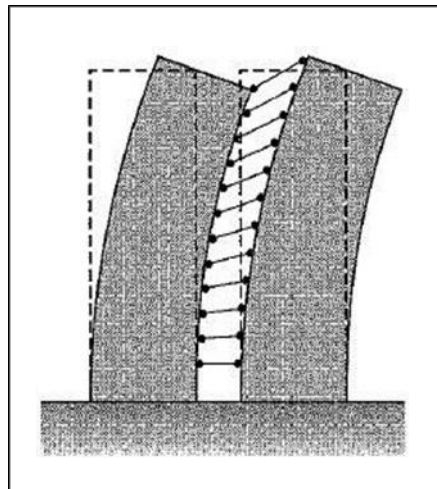


Figure VI. 7: Liaisons des trumeaux par les linteaux

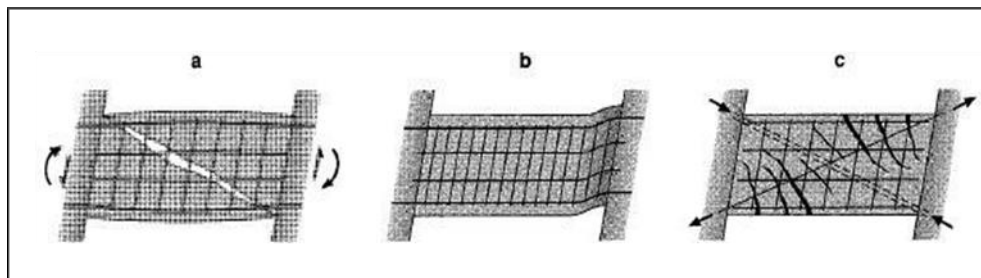


Figure VI. 8: Dispositions des linteaux

VI.13 Ferrailage des linteaux :

Pour le calcul, il faut traiter les linteaux comme des poutres soumises à la flexion simple (avec les efforts M , V).

Après une vérification des contraintes limites de cisaillement (τ_b) dans linteaux, le ferrailage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du RPA99/2003 qui préconise deux cas :

✓ **1^{er} cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{C28}$ (article 7.7.3.1 du RPA99/2003)**

- On dispose alors le ferrailage suivant :
- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

✓ **2^{ème} cas $\tau_b > 0,06 f_{C28}$ (article 7.7.3.2 du RPA99/2003)** Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

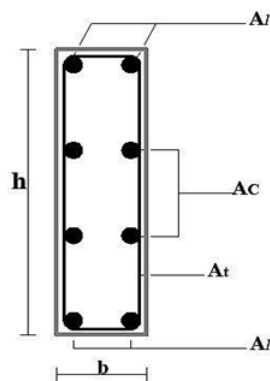
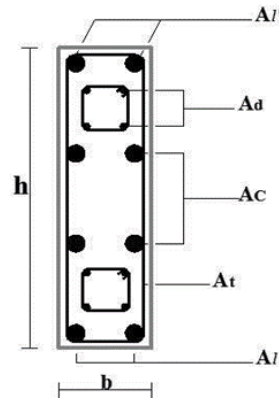


Figure VI. 9: Linteau du 1^{er} cas

➤ **Ferrailage Minimale :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_l ; A_l' \geq 0,0015 b.h & A_c \geq 0,0020 b.h \\ A_D \geq 0,0015 b.h & \text{Si } \tau_b > 0,06 f_{C28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0,06 f_{C28} \\ A_t \geq 0,0015 b.S & \text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{C28} \\ A_t \geq 0,0025 b.S & \text{Si } \tau_b > 0,025 f_{C28} \end{array} \right.$$

Figure VI. 10: Linteau du 2^{ème} cas

➤ **Détermination des armatures :**

- **Vérification de l'effort tranchant : $V = 219,70 \text{ KN}$**

$$\tau_b = \frac{1,4 V}{b \cdot d} < \tau'_b \Rightarrow \tau'_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 2197}{16 \times 0,9 \times 70} = 3,05 \text{ MPa} < \tau'_b = 5 \text{ MPa}$$

Et donc : $\tau_b < \tau'_b$ Condition vérifier

$$\tau_b = 3,05 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \text{ (2^{ème} cas)}$$

- **Calcul des armatures longitudinales (A_l) :**

$$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \times 16 \times 70$$

$$\Rightarrow (A_l ; A_l') \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales (A_t) :**

$$\text{Puisque } \tau_b = 3,05 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0025 \times 16 \times 16$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de peau (A_c) :**

$$A_c \geq 0,0020 \times 16 \times 70$$

$$\Rightarrow A_c \geq 2,24 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures diagonales (A_D) :**

$$\text{Puisque } \tau_b = 3,05 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_D \geq 0,0015 \times 16 \times 70$$

$$\Rightarrow A_D \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \text{Max} (A_{D(\text{Calculer})}; A_{D(\text{RPA})})$$

$$\begin{cases} A_D(\text{Calculer}) = \frac{V}{2 \times f \times \sin \alpha} = \frac{2197}{2 \times 500 \times 0,51} = 4,27 \text{ cm}^2 \\ \tan(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l} = \frac{70 - (2 \times 5)}{100} \Rightarrow \tan(\alpha) = 0,6 \\ \sin(\alpha) = 0,51 \end{cases}$$

$$A_D = 4,24 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage :**

$$\begin{cases} (A_l ; A_l')(\text{Calculer}) = 1,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow (A_l ; A_l')(\text{Choix}) = 4\text{T}12 \\ A_t(\text{Calculer}) = 0,64 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t(\text{Choix}) = \Phi 8 + \Phi 6 \\ A_c(\text{Calculer}) = 2,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_c(\text{Choix}) = 4\text{T}10 \\ A_D(\text{Calculer}) = 4,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_D(\text{Choix}) = 8\text{T}10 \end{cases}$$

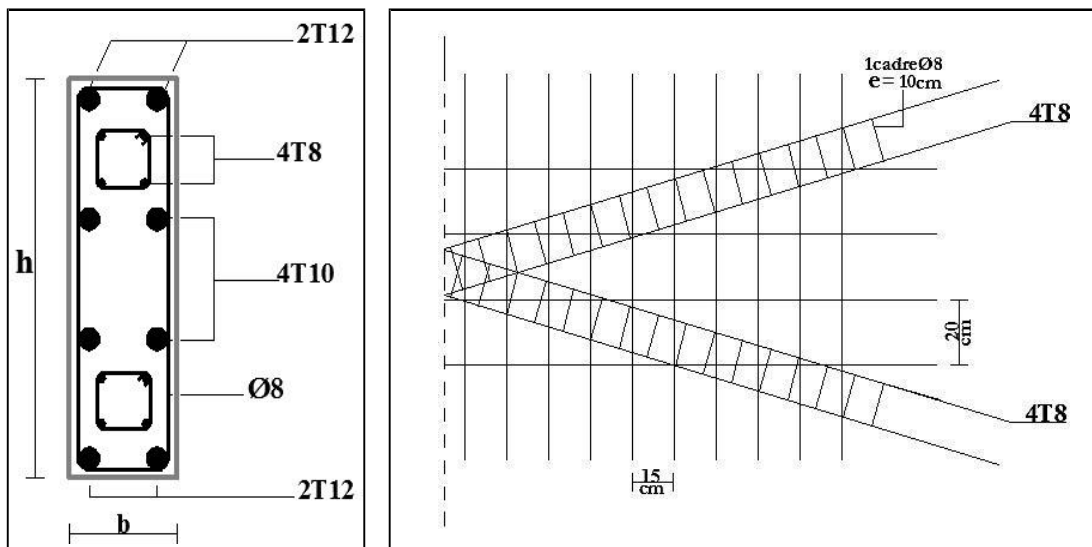


Figure VI. 11: Ferrailage du Linteau

Ferrailage Récapitulative des autres voiles :

Ferrailage des linteaux :

	Longueur d'ouverture (m)	$(A_l ; A_l')(\text{Choix})$	$A_{t(\text{Choix})}$	$A_{c(\text{Choix})}$	$A_{D(\text{Choix})}$
Linteau (3)	1,00	4T12	Ø6 + Ø8	4T10	8T10
Linteau (4)	1,30	4T12	Ø6 + Ø8	4T10	8T14

- **Selon RPA 2024 :**

VI.14 Ferrailage des linteaux

Pour le calcul, il faut traiter les linteaux comme des poutres soumises à la flexion simple (avec les efforts M, V).

Après une vérification des contraintes limites de cisaillement (τ_b) dans linteaux, le ferrailage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du RPA2024 qui préconise deux cas :

✓ 1^{er} cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{C28}$ (article 7.7.3.1 du RPA 2024)

On dispose alors le ferrailage suivant :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

✓ 2^{ème} cas $\tau_b > 0,06 f_{C28}$ (article 7.7.3.2 du RPA 2024) Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

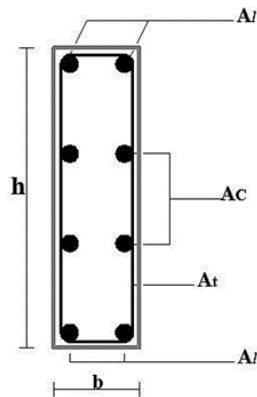
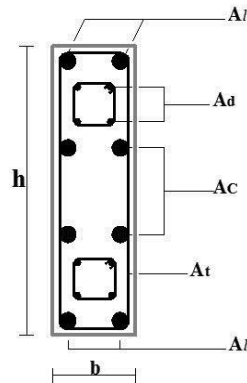


Figure VI. 12: Linteau du 1^{er} cas

➤ Ferrailage Minimale :

$$\left[\begin{array}{l} A_l ; A_l' \geq 0,0015 b.h \quad A_c \geq 0,0020 b.h \\ A_D \geq 0,0015 b.h \quad \text{Si } \tau_b > 0,06 f_{C28} \\ A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0,06 f_{C28} \\ A_t \geq 0,0015 b.S \quad \text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{C28} \\ A_t \geq 0,0025 b.S \quad \text{Si } \tau_b > 0,025 f_{C28} \end{array} \right.$$

Figure VI. 13: Linteau du 2^{ème} cas

➤ **Détermination des armatures :**

- **Vérification de l'effort tranchant : $V = 246,12 \text{ KN}$**

$$\tau_b = \frac{1,4 V}{b \cdot d} < \tau'_b \Rightarrow \tau'_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 246,12}{16 \times 0,9 \times 70} = 3,42 \text{ MPa} < \tau'_b = 5 \text{ MPa}$$

Et donc : $\tau_b < \tau'_b$ Condition vérifier

$$\tau_b = 2,44 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \text{ (2^{ème} cas)}$$

- **Calcul des armatures longitudinales (A_l) :**

$$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \times 16 \times 70$$

$$\Rightarrow (A_l ; A_l') \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales (A_t) :**

$$\text{Puisque } \tau_b = 3,42 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0025 \times 16 \times 16$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de peau (A_c) :**

$$A_c \geq 0,0020 \times 16 \times 70$$

$$\Rightarrow A_c \geq 2,24 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures diagonales (A_D) :**

$$\text{Puisque } \tau_b = 3,42 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_D \geq 0,0015 \times 16 \times 70$$

$$\Rightarrow A_D \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \text{Max} (A_{D(\text{Calculer})}; A_{D(\text{RPA})})$$

$$\begin{cases} A_D(\text{Calculer}) = \frac{V}{2 \times f \times \sin \alpha} = \frac{2461,2}{2 \times 500 \times 0,51} = 4,83 \text{ cm}^2 \\ \tan(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l} = \frac{70 - (2 \times 5)}{100} \Rightarrow \begin{matrix} \tan(\alpha) = 0,6 \\ \sin(\alpha) = 0,51 \end{matrix} \end{cases}$$

$$A_D = 4,83 \text{ cm}^2$$

• **Choix de ferrailage :**

$$\begin{cases} (A_l ; A_l')(\text{Calculer}) = 1,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow (A_l ; A_l')(\text{Choix}) = 4T12 \\ A_t(\text{Calculer}) = 0,64 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t(\text{Choix}) = \Phi 8 + \Phi 6 \\ A_C(\text{Calculer}) = 2,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_C(\text{Choix}) = 4T10 \\ A_D(\text{Calculer}) = 4,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_D(\text{Choix}) = 8T10 \end{cases}$$

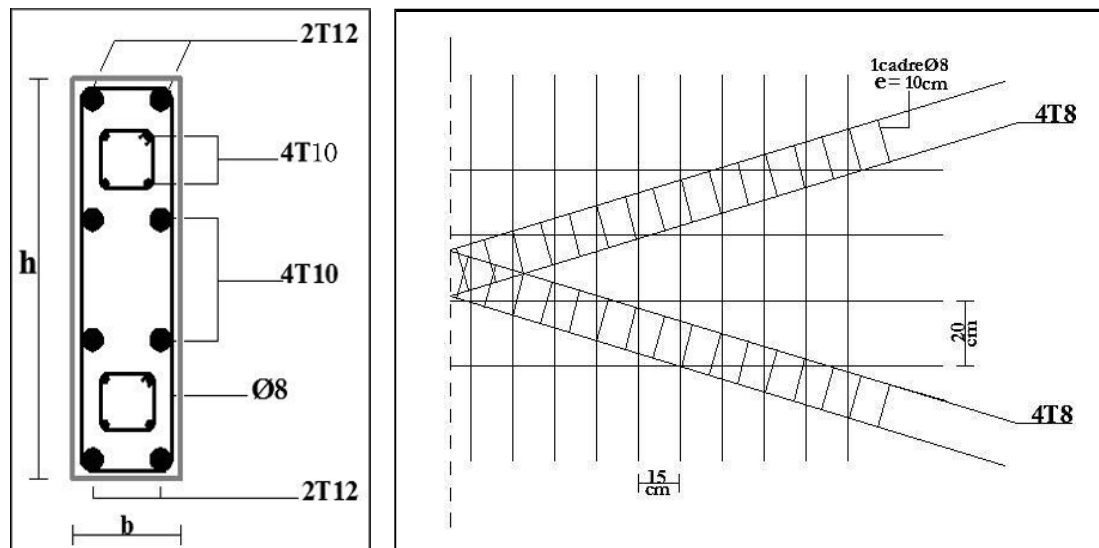


Figure VI. 14: Ferrailage du Linteau.

➤ **Ferrailage Récapitulative des autres voiles :**

✓ **Ferrailage des linteaux :**

	Longueur d'ouverture (m)	$(A_l ; A_l')(\text{Choix})$	$A_t(\text{Choix})$	$A_C(\text{Choix})$	$A_D(\text{Choix})$
Linteau (3)	1,00	4T12	Ø6 + Ø8	4T10	8T10
Linteau (4)	1,30	4T12	Ø6 + Ø8	4T10	8T14

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnements des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2 Définition

Une fondation se définit comme un élément architectural qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, soit une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, Le choix dépend de plusieurs paramètres dont :

- La nature du sol (dur, ferme, meuble).
- Le type de contreventement de la structure.
- La profondeur du bon sol...etc.

VII.3 Etude du voile périphérique

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts Tranchants dus au séisme.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.
 - ⇒ On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.
 - ⇒ La hauteur de voile périphérique = 3,2 m.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \frac{2Ph}{9\sqrt{3}}$$

Avec :

$$Q = \frac{P_i \times h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times K_0$$

$$K_0 = \text{Coefficient de poussée} \Rightarrow K_0 = \operatorname{tg} \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\Phi}{2} \right) \right]$$

$$H = 3,2 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{Poids volumique spécifique du remblai} \Rightarrow \gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi : \text{Angle de frottement interne du remblai} \Rightarrow \varphi = 30^\circ$$

$$P_i = 1,92 \text{ t.}$$

$$Q = 3,07 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } M = 0,79 \text{ t.m.}$$

➤ Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{ser} = 0,79 \text{ t} = 0,79 \times 102 \text{ KN.}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (1,00 x 0,2) m².

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

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

$$x = (n \times \bar{\sigma}_{bc} \times d) / (n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})$$

$$x = (15 \times 15 \times 0,9 \times 0,2) / (15 \times 15 + 201,63)$$

$$x = 0,0953$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,9 \times 0,2 - \frac{0,0953}{3} = 0,1482$$

$$\bar{M} = \frac{1}{2} \times b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$\bar{M} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,0953 \times 15 \times 0,1482$$

$$\bar{M} = 0,1059 \text{ MPa.}$$

$$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow \text{donc la section sans armatures comprimées.}$$

$$A_s = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4,8}{8,8} = 0,54 \Rightarrow ; A_s = 2,011 \text{ cm}^2$$

➤ **Conditions exigées par les RPA99/V2003 et RPA 2024 :**

Le **RPA99/2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,10\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 0,10\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Choix des armatures verticales :

$$6\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

⇒ Choix des armatures horizontales :

$$6\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

VII.4 Etude du radier

VII.4.1 Généralité

Le radier est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment, il se présente aussi sous la forme d'un plancher renversé, composé d'un système de poutres orthogonales et d'un hourdis (dalle pleine) au contact du sol.

Le radier est sollicité par les réactions du sol, qui s'oppose à son poids propre et au poids de la structure.

Le système de poutre appartenant au radier a pour rôle, la distribution des charges conséquentes de la structure transmise par le billet de voiles (le cas de notre structure) ou de poteaux.

Le calcul d'un radier s'effectuera à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes

VII.4.2 Situation durable et transitoire

$$ELU \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres. La nature et le poids de la superstructure.

- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

- ✓ La qualité du sol de fondation.
 - ✓ La raison économique.
 - ✓ La facilité de réalisation.
 - ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- Le jugement final du type des semelles est en fonction de ce dernier rapport :

$$SI \frac{\text{Stot des fondations}}{\text{Stot du projet}} \leq 50\%$$

⇒ Semelles isolées

⇒ Semelles filantes

$$SI \frac{\text{Stot des fondations}}{\text{Stot du projet}} \leq 50\% \Rightarrow \text{radier général}$$

VII.4.3 Le choix de type de fondation superficielle

D'après les résultats du logiciel ETABS, la somme maximale des réactions sous les poteaux et les voiles et comme suit :

$$\sum N_{ser} = 57805,05 \text{ KN}$$

Pour rajouter le poids de radier (majoration) :

$$1,1.G + Q = 62893,698 \text{ KN}$$

Pour avoir la surface totale des fondations de ce bloc on va deviser la somme des réactions par la contrainte admissible du sol :

$$S^{\text{totale}} = \frac{\sum N}{\sigma_{sol}} = \frac{62893,698}{200} = 314,47 \text{ m}^2$$

La surface totale du bloc = 482.61 m²

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{Surface totale du bloc}} = \frac{314,47}{482,16} = 0,652 = 65,2 \%$$

VII.5 Pré dimensionnement du radier

VII.5.1 Hauteur du radier

Le pré- dimensionnement du radier consiste à déterminer son hanteur pour laquelle il résistera aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous – pression.

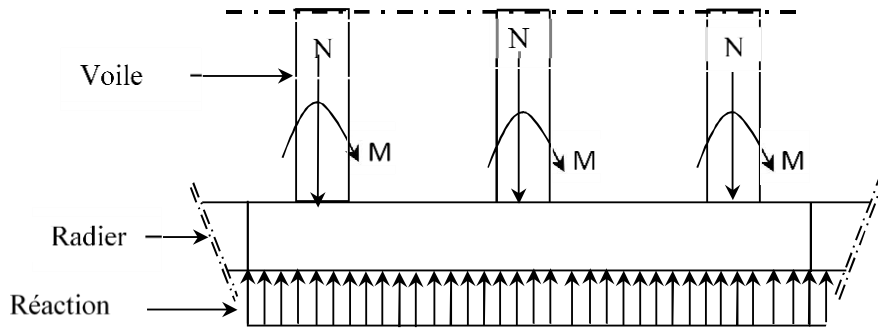


Figure VII. 1: Schéma du radier général.

VII.5.1.1 Condition forfaitaire

$$h_1 > \frac{L_{x_{\max}}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: La plus grande distance entre deux files successives, on a :

$L_{\max} = 4.80$ m. Donc on aura :

$$h_1 > \frac{4,80}{10} \Rightarrow h_1 = 0,48 \text{ m}$$

Alors :

On Prend : $h = 50$ cm. Pour l'épaisseur de la dalle

VII.5.1.2 Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$).

VII.5.1.3 Condition de cisaillement [BAEL91/A5.2,2]

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} < \tau = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\lambda b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{79074,62 \times 4,80}{2 \times 482,61} = 393,235 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \tau_u = \frac{393,235 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,456 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\lambda b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa (fissuration très préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,456 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ La surface minimale du radier :

Nous avons :

$$N_{ser}(\text{avec p. radier}) = 62893,698 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{ELS} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{62893,698}{200} = 314,47 \text{ m}^2$$

A l'ELU :

$$N_{ELU} = 79074,62 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \times \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{totale} = \frac{\Sigma N}{1,5 \times \sigma_{sol}} = \frac{79074,62}{300} = 263,582 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est $S_{BAT} = 482,61 \text{ m}^2$

Max [SBAT ; SELS ; SELU]

$$\Rightarrow S_{radier} = 482,61 \text{ m}^2$$

VII.5.1.4 Vérification au renversement

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Selon (RPA99/version2003/A 10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement,

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: Moment du renversement (dû au séisme à la base).

N: La résultante des forces verticales

B : longueur du bâtiment

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VII. 1: Vérification de la stabilité au renversement

Sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
x-x	5285,66	57805,055	0,0914	8,15	Condition vérifié
y-y	5147,51	57805,055	0,089	5,005	Condition vérifié

VII.5.1.5 Vérification vis-à-vis de l'effort de Soulèvement

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulevé pas :

$$P > 1,5. S. Y. Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assises du bâtiment ;

Z : L'ancrage.

Y : Poids volumique de l'eau (1t/m^3).

Pour la structure étudié : $P = 62893,698 \text{ KN} = 6289,37 \text{ t}$

$$1,5 .S. Y.Z = 1,5 \times 482,61 \times 1 \times 2,88 = 2083,97 \text{ t}$$

$P = 6289,37 \text{ t} > 2083,97 \text{ t} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

Sens xx :

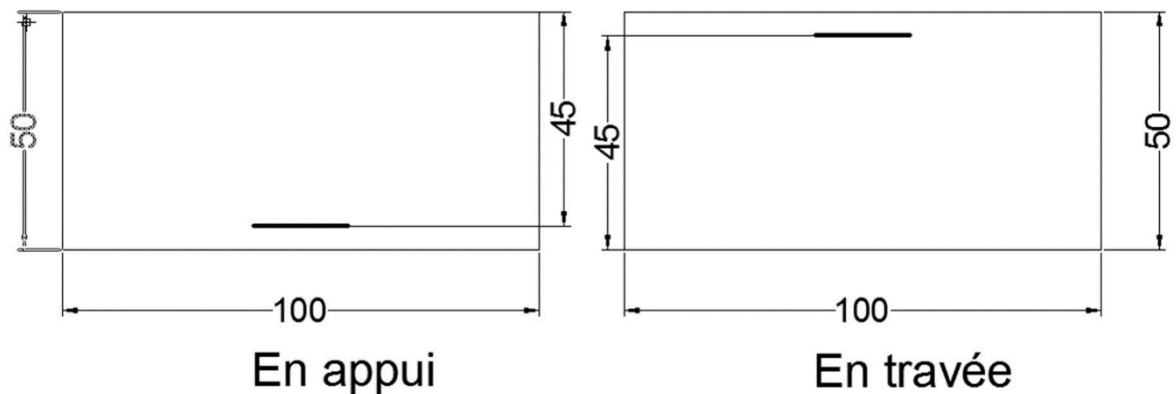


Figure VII. 2: Section de calcul dans les sens xx.

VII.6 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle d'une épaisseur 50cm, appuyé sur les voiles et les poteaux et soumise à une charge uniformément répartie.

Ferrailage de la dalle de radier :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs nous considérerons le panneau le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

VII.6.1 Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x : 3,6 \text{ m} \quad L_y : 8,5 \text{ m}$$

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1 mètre linéaire (b=1m) :

$$S_{\text{radier}} = 482,61 \text{ m}^2 ; N_u = 79074,62 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 62893,698 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{79074,62}{482,61} = 163,85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{62893,698}{482,61} = 130,32 \text{ KN/m}^2$$

On doit calculer le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Avec :

L_x : petite portée du panneau ; **L_y** : grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

Cas où $\rho < 0,4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\frac{q \cdot L^2}{8}$$

Cas où $0,4 \leq \rho \leq 1$: le panneau porte dans les deux sens.

$$1/ \text{ Dans le sens de la petite portée : } M_{ox} = \mu_x \times p_u \times L_x^2$$

$$2/ \text{ Dans le sens de la grande portée : } M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Donc :

$$A = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{8,5} = 0,42 > 0,4 \implies \text{donc la dalle porte dans les deux sens}$$

A partir des tableaux on na :

ELU :

$$M_{ox,u} = u_x \times q_u L_x^2 = 0,1075 \times 163,85 \times (3,6)^2 = 228,276 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{oy,u} = u_x \times M_{ox,u} = 0,25 \times 228,276 = 57,07 \text{ KN.m/ml}$$

ELS :

$$M_{ox,s} = u_x \times q_s L_x^2 = 0,1075 \times 130,32 \times (3,6)^2 = 181,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy,u} = u_x \times M_{ox,s} = 0,25 \times 181,56 = 45,39 \text{ KN.m}$$

Donc les moments dans la dalle partiellement encastré, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

À L'ELU :• **En travée :**

$$M_{t,x,u} = 0,85 M_{ox,u} = 0,85 \times 228,276 = 194,035 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y,u} = 0,85 M_{oy,u} = 0,85 \times 57,07 = 48,51 \text{ KN.m}$$

• **En appui :**

$$M_{a,x,u} = -0,5 M_{ox,u} = -0,5 \times 228,276 = -114,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,y,u} = -0,5 M_{oy,u} = -0,5 \times 57,07 = -28,53 \text{ KN.m}$$

À L'ELS :• **En travée :**

$$M_{t,x,s} = 0,85 M_{ox,s} = 0,85 \times 181,56 = 154,326 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y,s} = 0,85 M_{oy,s} = 0,85 \times 45,39 = 38,58 \text{ KN.m}$$

• **En appui :**

$$M_{a,x,s} = -0,5 M_{ox,s} = -0,5 \times 181,56 = -90,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,y,s} = -0,5 M_{oy,s} = -0,5 \times 45,39 = -22,70 \text{ KN.m}$$

VII.6.2 Calcul des efforts tranchants (ELU)

$$V_u = \frac{qu Lx}{2} \times \frac{1}{1+\frac{a}{2}} = \frac{163,85 \times 3,6}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,42}{2}} = 243,74 \text{ KN}$$

VII.6.3 Calcul ferrailage à L'ELU➤ **En travée :**• **Dans le sens (x-x) :**

$$H = 50 \text{ cm}; d = 45 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d' = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} = \frac{194,035 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,0675$$

$$\mu = 0,0675 < 0,371$$

$$As' = 0$$

$$a = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0874$$

$$a = 0,0874 < 0,617$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot a) = 0,4343 \text{ m}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{sd}} = \frac{194,035 \times 10^{-3}}{0,4343 \times 435} \rightarrow As = 10,27 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_{smin} = \max(0,13\%b \cdot d; 0,26b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e})$$

$$> (0,13\% \times 100 \times 45; 0,26 \times 100 \times 45 \frac{2,1}{500}) = 5,85 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant x :

$$A_s = 10.27 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Suivant x :

$$A_s = 10.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : 6T16 avec : } A_s = 12.06 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement:**

$$S_t < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t < \text{Min}(150; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification Etat limite service : $M_{ser} = 154.326 \text{ KN.m}$**

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,81 \times 45 = 162,81 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 11,08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 62600,22 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{154,326}{36050,92} = 0,247$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,73 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 125,432 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{max} = M_{ax,u} = 114.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} = \frac{114,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,0397$$

$$\mu = 0,0397 < 0,371$$

$$A_{s'} = 0$$

$$a = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$a = 0,05 < 0,617$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot a) = 0,4409 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{sd}} = \frac{114,14 \times 10^{-3}}{0,2556 \times 435} \rightarrow A_s = 5,95 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_s^{min} = \max(0,13\%b \cdot d; 0,26b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e})$$

$$> (0,13\% \times 100 \times 45; 0,26 \times 100 \times 45 \frac{2,1}{500}) = 5,85 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant (x-x) :

$$A_s = 5,95 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc en prend :

On adopte : 4T14 avec : $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$.

- **Espacement :**

$$St < \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St < \min(150; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification Etat limite service : $M_{ser} = 90,78 \text{ KN.m}$**

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{6,16}{100} = 0,924 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,924 \times 45 = 83,16 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 8,242 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 38929,39 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{90,78}{38929,39} = 0,2332$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,922 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 128,58 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

- **Dans le sens (y-y) :**

➤ **En Travée :**

$$h = 50 \text{ cm et } d = 43,6 \text{ cm } b = 100 \text{ cm } d' = 6,4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{48,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,436^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < 0,371$$

$$A_{s'} = 0$$

$$a = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02267$$

$$a = 0,02267 < 0,617$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot a) = 0,432 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sd}} = \frac{48,51 \times 10^{-3}}{0,432 \times 435} \rightarrow A_s = 2,58 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_s^{min} = \max(0,13\% b \cdot d; 0,26 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e})$$

$$> (0,13\% \times 100 \times 43,6; 0,26 \times 100 \times 43,6 \times \frac{2,1}{500}) = 5,67 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant (y-y) :

$$A_s = 2,58 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc on prend : $A_s = A_{min} = 5,67 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T14 avec : $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$.

- **Espacement:**

$$St < \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St < \min(90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

- **Vérification Etat limite service : $M_{ser} = 38.58 \text{ KN.m}$**

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{6,16}{100} = 0,924$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,924 \times 43,6 = 148,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 11,313 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 63903,48 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{38,58}{63903,48} = 0,06$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,68 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 30,02 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

➤ **En appuis :**

$$M_{max} = M_{ax,u} = 28.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{28,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,436^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < 0,371$$

$$A_s' = 0$$

$$a = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0133$$

$$a = 0,0133 < 0,617$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot a) = 0,4337 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sd}} = \frac{28,53 \times 10^{-3}}{0,4337 \times 435} \rightarrow A_s = 1,51 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage minimale : (Condition de non fragilité) :**

$$A_s^{min} = \max\left(0,13\%b \cdot d; 0,26b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$> (0,13\% \times 100 \times 43,6; 0,26 \times 100 \times 43,6 \times \frac{2,1}{500}) = 5,67 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant (y-y) :

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifier}$$

Donc on prend : $A_s = A_{min} = 5,67 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T14 avec : $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$.

- **Espacement:**

$$St < \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St < \min(150; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

- **Vérification Etat limite service : Mser = 22.70 KN.m**

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{6,16}{100} = 0,924$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,924 \times 43,6 = 148,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 11,313 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times (d - y_1)^2 = 63903,48 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{22,70}{11212,97} = 0,036$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,036 \times 11,313 = 0,41 \text{ MPa} < \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 17,21 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

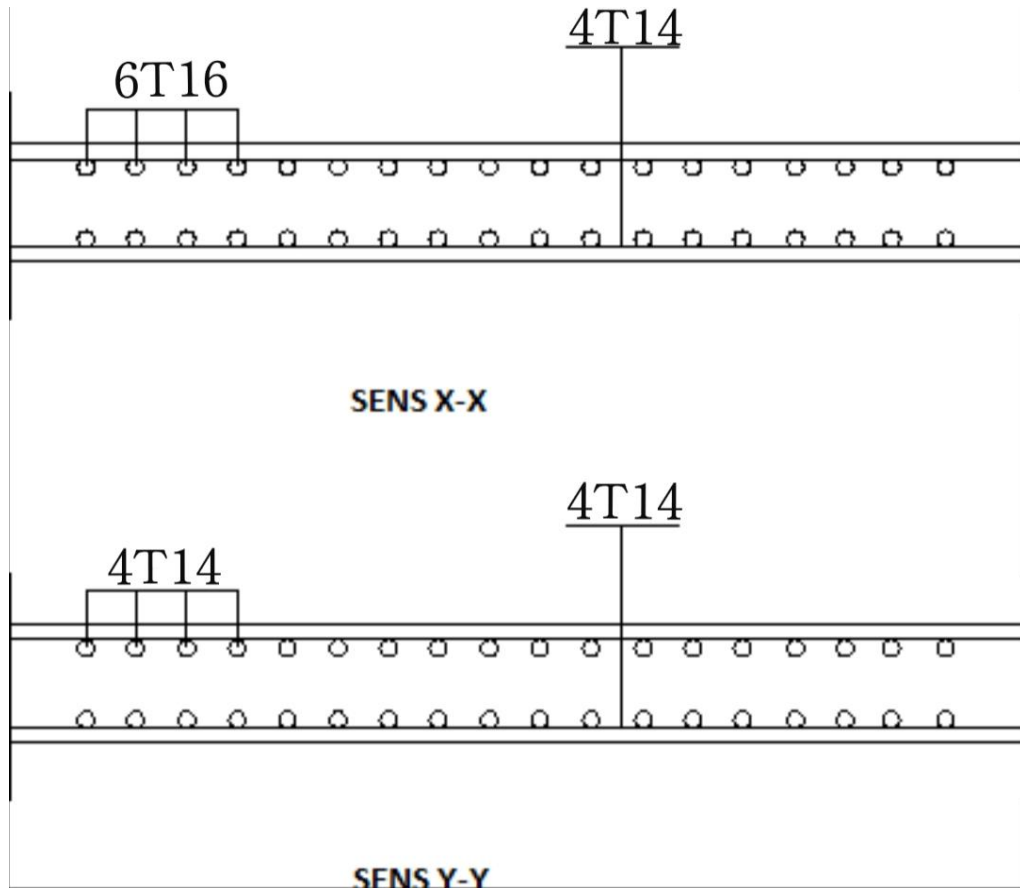


Figure VII. 3: Schéma de ferrailage du Radier.

VII.7 Selon RPA 2024

VII.7.1 Vérification au renversement

$$G+0.3Q \pm 0.3E_y \pm E_x$$

$$G+0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$$

Selon (RPA 2024/A 10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement,

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M: Moment du renversement (dû au séisme à la base).

N: La résultante des forces verticales

B : longueur du bâtiment.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VII. 2: Vérification de la stabilité au renversement

Sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
x-x	6010,94	58235,64	0,1032	8,15	Condition vérifié
y-y	5853,31	58235,64	0,1005	5,005	Condition vérifié

Chapitre VIII : Etude comparative

VIII.1 Introduction

Une étude comparative est envisagée dans cette partie. Elle concerne dans un premier temps les versions RPA 99 v 2003 et RPA 2024. Les différentes révisions apportées dans la version 2024 sont énumérées en face de celle utilisées dans le RPA99. La comparaison concerne les différents chapitres.

Pendant que nous travaillions avec le RPA2003 et le RPA2024, On s'est fixé comme objectif de travail de comparaison et mentionner les nouvelles modifications apportées à l' RPA2024 avec précisément celles qui impacteront significativement les sollicitations ou le dimensionnement en général de notre bâtiment.

VIII.2 Etude dynamique**VIII.2.1 Critères de classification****VIII.2.1.1 Classification des zones sismiques**

- Blida Est change la zone entre les deux versions RPA.

✓ RPA 2003 :

- Zone III : sismicité très élevée.

✓ RPA 2024 :

- Zone VI : sismicité très élevée.

VIII.2.1.2 Classification des systèmes de contreventement

Dans ce paragraphe, nous devons mentionner les nouveaux critères et les derniers changements proposés lors de la dernière de l'RPA (RPA2024) par rapport au RPA2003. Les nouvelles valeurs des coefficients de comportement, On note beaucoup de changements dans les descriptions des systèmes et de valeurs attribuées.

✓ RPA 2003 :

- $R = 3,5$

✓ RPA 2024 :

- $R = 4,5^{(b)}$

VIII.2.2 Règles de calculs**VIII.2.2.1 Actions sismiques**

Le territoire national est divisé en six (06) zones sismiques pour RPA2024 et 3 zones sismiques pour RPA2003. Chaque zone sismique est délimitée par les accélérations

maximales, calculées au rocher (classe de sol S3) pour une période de retour de référence de non effondrement $T_r=475$ ans.

VIII.2.2.2 Les coefficients d'accélération

✓ RPA 2003 :

- $A = 0,25$

✓ RPA 2024 :

- $A = 0,3$

VIII.2.3 Spectre de réponse élastique horizontale

D'après le chapitre d'étude dynamique :

Le spectre de réponse est totalement différent selon Les deux versions de RPA

VIII.2.3.1 Choix de la méthode de calcul

- Condition application de la méthode statique équivalente sont les Mêmes pour RPA 2003 et 2024

Zone sismique	La hauteur maximale	
IV, V, VI	32 m	RPA2024

D'après le tableau, il est a noté que le RPA 2024 a introduit trois nouvelle zone IV, V, VI avec une hauteur maximale constante de 32 m.

	2	
V, VI	max (5 niv, 17 m)	RPA2024

Méthode statique équivalente :

Calcule de la force sismique totale :

Tableau VIII. 1: Evolution de la formule de la force sismique

RPA99 v/2003	RPA 2024
$V = \frac{A D Q}{R} W$	$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) W$

Pour la nouvelle formule :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 , T_0 : période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation et est le coefficient de correction dont la valeur est égale à 0.85 si $T_0 \leq 2 T_2$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux, sinon $= 1$.

VIII.2.3.2 Estimation de la période fondamentale de la structure est d'effarants selon RPA 2003 et RPA 2024

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente, les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthode numérique ne doivent pas dépasser celle appréciée à partir de la formule empirique de plus 30 %. La valeur à utiliser dans la méthode statique équivalente $T_{\max} = 1.3 T_e$.

Tableau VIII. 2: Choix de la période selon RPA2024)

Cas	La période à utiliser pour calculer le facteur D
$T_{\text{calculée}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{calculée}}$
$T_{\text{calculée}} \geq 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

VIII.2.4 Combinaisons d'actions

VIII.2.4.1 Composantes horizontales de l'action sismique

La version 2024 du RPA suppose que les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont aux moins combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des formules représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 3: Combinaisons d'actions sismiques horizontales selon RPA99v2003 et RPA2024.

RPA2024	RPA99v2003
$\left[\begin{array}{l} E_1 = G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ E_2 = G + 0.3Q \pm 0.3 E_x \pm E_y \end{array} \right.$	$\left[\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$

VIII.2.5 Le principe d'étude dynamique

Selon RPA2024 :

La formule empirique à utiliser est la suivante :

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

VIII.2.5.1 Vérification de la période

$$T_{\text{numérique}} < 30\% T_{\text{empirique}}$$

La période est vérifiée selon les 2 versions D'RPA

VIII.2.5.2 Calcul de l'effort sismique à la base V selon RPA99v2003**Tableau VIII. 4:** Les données du calcul de V sens XX

Coefficient	A	R	Q _x	D _x	W(Kn)
Valeur	0,25	3,5	1,2	1.91	52270.15

Tableau VIII. 5: Les données du calcul de V sens YY

Coefficient	A	R	Q _y	D _y	W(Kn)
Valeur	0,25	3,5	1.2	1.655	52270.15

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 8572.3 \text{ KN} \\ V_y = 7422.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

VIII.2.5.3 Calcul de l'effort sismique à la base V selon RPA2024

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) W \quad (3.2.3)$$

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation

λ : coefficient de correction dont la valeur est égale à 0.85 si $T_0 \leq 2 T_2$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux, sinon $\lambda = 1$.

On considère un système à contreventement constitué par des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 0.85 \\ \frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0.238 \\ W = 52962.01 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V = 0.85 * 0.238 * 52962.01 = \mathbf{9053.51 \text{ KN.}}$$

Donc cette méthode est différente selon RPA2003 et RPA2024

Comparaison des Résultats RPA 99v2003 – RPA2024

Tableau VIII. 6: Comparaison de l'effort tranchant à la base entre le RPA99v2003 et RPA2024.

Méthode	L'effort tranchant à la base		
	V _{tx} (kn)	V _{ty} (kn)	
Statique équivalente	8572.3	7422.36	RPA99v2003
	9053.51	9053.51	RPA 2024

D'après la norme RPA99v2003, le coefficient R est de 3,5 pour un système portiques contreventés par des voiles, tandis que selon le RPA2024, ce même système a un coefficient R de 4.5. En comparant les contenus de deux versions du RPA, nous constatons des divergences significatives, notamment en ce qui concerne les vérifications associées.

L'effort tranchant à la base calculé selon le RPA2024 est supérieur à ceux calculé par le RPA99v2003.

VIII.2.6 Méthode dynamique modale spectral

VIII.2.6.1 Calcule de l'effort sismique à la base

➤ Selon RPA2024 :

R=4.5 : un système de contreventement par des voiles porteurs selon RPA2024

Tableau VIII. 7: Les paramètres sismiques du RPA2024

Coefficient	A	R	Q	ϵ_s	S	I	T1	T2	T3
Valeur	0,3	4.5	1,1	10	1,2	1	0,2	0,6	2

VIII.2.6.2 Comparaison des Résultats RPA 99v2003 – RPA v Mars2024

Tableau VIII. 8: Comparaison de l'effort tranchant à la base entre le RPA99v2003 et RPA2024.

Méthode	L'effort tranchant à la base		
	$V_{tx}(kn)$	$V_{ty}(kn)$	
Modale spectral	8314,62	9394,47	RPA99v2003
	8499,86	9593,15	RPA2024

- Les efforts tranchants et les forces sismiques atteint par les deux règlements sont représentés par les deux histogrammes.
- Les efforts tranchants à la base (**méthode statique équivalente**) selon RPA2024 sont supérieurs à ceux calculé par le RPA99v 2003
- Les efforts tranchants à la base (**méthode modale spectrale**) selon RPA2024 sont supérieurs à ceux calculé par le RPA99v 2003 dans le sens **X** et le sens **Y**.

Ceci s'explique par :

- Le changement de la zone sismique : de la zone III selon le RPA99 v2003 à la zone IV selon le RPA2024 $\Rightarrow$ Le changement de coefficient d'accélération de zone (A) de 0,25 vers 0,3.

- Le changement dans la formule de l'effort tranchant à la base et le spectre de réponse de calcul.
- La différence entre les paramètres sismiques :
 - Le changement dans la valeur de pénalité à retenir selon les critères de qualité $\Rightarrow$ Le changement du facteur de qualité Q.

VIII.3 Justification de la sécurité

VIII.3.1 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Remarque :

La condition $\theta < 0.10$ est vérifiée pour les deux règlements RPA99v2003 et RPA2024.

VIII.3.2 Justification vis-à-vis des déplacements inter- étages

- Selon RPA99 v2003.

$$\Delta\kappa = \delta\kappa - \delta\kappa_{-1} \leq 0,01 h\kappa \quad (3. 2.9)$$

- Selon RPA2024.

$$\Delta\kappa = \delta\kappa - \delta\kappa_{-1} \leq 0,015 h\kappa \quad (3. 2.9)$$

Remarque : Les changements qui ont été devenir visible par le nouveau règlement c'est :

Toujours une diminution du déplacement relative celles du RPA 2024 par rapport du RPA99v2003 dans les deux directions horizontales orthogonales (X, Y).

La vérification du déplacement inter étage est vérifiée d'après les deux règlements RPA99v2003 et RPA2024.

VIII.4 Conclusion

D'après notre étude comparative du contenu de deux règlements parasismiques algériens (RPA99v2003) et (RPA2024) concernant le chapitre de l'étude sismique nous sommes parvenus aux résultats et observations suivantes :

- Le zonage sismique de la région étudiée a été modifié du RPA99v2003 au RPA2024, Le RPA2003 et RPA2024 admet la même période numérique (analyse modale).
- Le RPA99v2003 et le RPA2024 partagent les mêmes charges sismiques horizontales EX et EY. Cependant, en ce qui concerne leur combinaison, le RPA2024 présente un changement significatif. Dans ce dernier, les charges sismiques EX et EY sont

combinées de manière différente : elles sont combinées lorsque 30% de l'action sismique est prise dans la direction xx et 100% dans la direction yy, et vice versa.

- En outre, le RPA2024 ne prend que 30% de la charge d'exploitation contrairement au RPA99v2003 qui prend la totalité de la charge.
- Le RPA99v2003 et le RPA2024 ne partagent pas le même spectre de réponse de calcul en raison des modifications apportées aux paramètres sismiques de chacun.
- La force sismique calculée à partir de la méthode statique équivalente selon le RPA2024 est supérieure à celle calculée selon le RPA99v2003.
- Selon le RPA2024v, l'effort tranchant à la base de la structure calculé par la méthode statique équivalente est supérieur par rapport au RPA99v2003.
- Selon le RPA2024, l'effort tranchant à la base de la structure calculé par la méthode dynamique spectral est supérieur de par rapport au RPA99v2003.

Il y a une variété dans les justifications de la sécurité et surtout le déplacement inter étage la condition de vérification a changé. S'il vrai que toutes les justifications ont été vérifiées.

VIII.5 Calcul des voiles et linteaux

La comparaison entre les deux versions RPA 2003 et 2024 concernant le calcul des voiles met en évidence plusieurs évolutions significatives notamment en termes de dimensionnement, de stabilité et de conception parasismique.

VIII.5.1 Les dimensions des voiles

✓ RPA99 v2003 exige :

- L'épaisseur des voiles doit être $a > 15 \text{ cm} \Rightarrow a = 16 \text{ cm}$.
- La longueur L doit être supérieure a 4 fois leur épaisseur $L > 4a \Rightarrow L > 0,65 \text{ m}$.

✓ RPA 2024 exige :

- L'épaisseur des voiles doit être $b_c = b_w = a > \frac{h_e}{15} \Rightarrow a = 20 \text{ cm}$.
- La longueur L_w doit être supérieure a 4 fois leur épaisseur et 1 mètre et le théière de la hauteur d'étage $L_w > \max(\frac{h_e}{3} ; 1 \text{ m} ; 4a) \Rightarrow L_w > 1 \text{ m}$.
- La longueur zone confinée $L_c > \max(1,5b_w ; 0,15L_w) \Rightarrow L_c = 1,35 \text{ m}$.
- La hauteur critique $h_{cr} > \max(L_w ; \frac{h_w}{6}) \Rightarrow h_{cr} = 8,8 \text{ m}$

Remarque :

La nouvelle version d’RPA exige d’augmenter l’épaisseur de voiles et même la longueur de ferrailage des extrémités.

L’exigence d’augmenter l’épaisseur peut poser des défis pour les systèmes de coffrage tunnel car généralement conçus pour des voiles de 16 cm d’épaisseur.

La version 2024 exige de ferrailée tout d’abord la hauteur critique avant les étages.

VIII.5.2 Les combinaisons des charges**✓ RPA99 v2003 :**

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

✓ RPA 2024 :

- $G + 0,3Q \pm Ey \pm 0,3 Ex$
- $G + 0,3Q \pm Ex \pm 0,3 Ey$

Remarque :

Les combinaisons de charges sont changées dans RPA 2024 pour améliorer la sécurité et la performance sismique.

VIII.5.3 Les méthodes de calcul**✓ RPA99 v2003 :**

- Moins précise alors, les méthodes applicables sont méthode des contraintes et méthode section rectangulaire a flexion composée.

✓ RPA 2024 :

- Plus précise avec la vérification de l’effort normal réduit et le calcul ferrailage à partir de la hauteur critique et diminuée le ferrailage en les étages haut selon la courbe enveloppe.

Remarque :

Le ferrailage dans la nouvelle version est trop élevé par rapport la version 2003 En section d’armatures et le nombre et les diamètres des barres.

VIII.5.4 Efforts tranchants

✓ **RPA99 v2003 :**

- La méthode de calcul de l'effort tranchant est moins détaillée.

✓ **RPA 2024 :**

- Introduit une nouvelle courbe enveloppe pour le calcul de l'effort tranchant, ce qui peut augmenter les moments de flexion et affecter la section des armatures verticales des voiles.

Remarque :

Dans les armatures horizontales et verticales sont élevée par rapport L'ancien version d'RPA à cause de les combinaisons charges et la courbe enveloppe.

VIII.5.5 Effort normal réduit

✓ **RPA99 v2003 :**

N'exige pas de vérification effort normal réduit.

✓ **RPA 2024 :**

Exige de vérification de l'effort normal réduit.

Tableau VIII. 9: Comparaison la totalité des Armatures

	Al. d'extrémité (cm ²)	Al. courant (cm ²)	Total des armatures (cm ²)
RPA 2003	3,67 (zone d'about)	42,62 (zone courants)	49,96
RPA 2024	25,88 (zone confinée)	105,24 (l'âme)	157

Note : Le ferrailage selon **RPA 2024** augmente **310 %** plus que **RPA99 v2003**

VIII.6 Calcul les linteaux

La comparaison entre les règles parasismiques algériennes RPA 2003 et 2024 en ce qui concerne le calcul des linteaux dans le système coffrage tunnel relève plusieurs évolutions.

✓ **RPA 2003 :**

- Moins de détails sur Le calcul des linteaux spécifiquement concernent le système coffrage tunnel.
- Concentre beaucoup plus sur les aspects de la conception et de la vérification des bâtiments.

✓ RPA 2024 :

- Introduit des prescriptions détaillées pour le calcul des linteaux.
- Adaptées des exigences modernes de conception parasismique.
- Introduit des prescriptions pour les systèmes tunnel, où les linteaux jouent un rôle crucial dans la stabilité et la résistance de la structure.

VIII.7 Conclusion**Les voiles :**

- La nouvelle version d'RPA augmente le ferrailage 3 fois par rapport à l'ancienne version.
- La version RPA 2024 exige plus strictes en dimensionnement et de ferrailage des voiles, ce qui peut impacter la faisabilité et le coût des projets utilisant des systèmes de coffrage tunnel.
- Il est essentiel d'adapter les pratiques de conception et de construction pour répondre aux nouvelles normes tout en optimisant les ressources et les délais.

Les Linteaux :

- La version 2024 augmente le ferrailage des armatures diagonales par rapport RPA2003
- RPA 2024 détaille bien le calcul des linteaux, elle introduit des distinctions claires entre linteaux longs et courts, avec des formules spécifiques pour chaque cas.
- Ces évolutions permettent une conception plus sécurisée des structures en BA soumises des sollicitations sismique.

VIII.8 Calcul de l'infrastructure

La comparaison entre les méthodes de calcul des voiles périphériques selon les règles parasismiques algériennes 99 v2003 et 2024 met en évidence des évolutions significatives, notamment en ce qui concerne la prise en compte des sollicitations sismiques, et les critères de ductilité.

VIII.9 Les voiles périphériques

La version 2024 d'RPA n'exige rien de plus par rapport RPA99 v2003 pour calcul les voiles

périphériques sauf le renforcement de la ductilité donc :

- La méthode de calcul c'est la même selon les deux versions d'RPA.
- Le ferrailage des voiles périphériques est le même en RPA99 v2003 et 2024.
- Définition d'épaisseur minimale sur RPA 2024 (20 cm).
- Le calcul de ferrailage est plus détaillé par la nouvelle version d'RPA

VIII.10 Le radier

La comparaison entre les méthodes de calcul des fondations en radier selon les règles parasismiques algériennes 99 v2003 et 2024 met en évidence des évolutions significatives dans la prise en compte des sollicitations sismiques, des critères de conception.

La version 2024 d'RPA exigée de plus par rapport RPA99 v2003 le changement en condition de renversement pour le calcul du radier et le renforcement de la ductilité donc :

- Les dimensionnements de radier sont les mêmes selon les 2 versions RPA
- La méthode de calcul c'est possible utilise la même méthode de la dalle rigide sauf dans la nouvelle version le calcul est plus détaillé.
- Le ferrailage de radier n'est pas changée car le changement de poids de structure est négligeable.

VIII.11 Conclusion

VIII.11.1 Les voiles périphériques

- La nouvelle version améliorée la sécurité sismique des structures, Cependant il impose des défis techniques pour le système coffrage tunnel, qui nécessitant une adaptation pour répondre aux nouvelles exigences.

VIII.11.2 Le radier

- RPA 2024 représente une avancée significative par rapport aux RPA99 v2003, approche plus détaillée et précise pour le calcul des radiers.
- Les méthodes de calcul permettent d'assurer une meilleure sécurité et une optimisation des performances des ouvrages en cas de séisme.

VIII.12 Conclusions & Perspectives

Le séisme est un évènement naturel qui entraîne de nombreux dégâts humains et matériels. Ainsi, de nombreux pays dans le monde ont mis en place des réglementations concernant le calcul parasismique. En Algérie le code parasismique utilisé s'appelle le RPA99v2003 et la nouvelle version 2024.

Ce travail de fin d'étude nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine structures de génie civil.

- En effet, l'étude de bâtiment requiert une variété de concepts différents, tels que la dynamique de la structure, la géotechnique, la sismologie, la résistance des matériaux et les calculs de béton armé etc.
- Ce travail nous a permis également de prendre du recul et de discuter les manières de réaliser une conception sismique d'une structure.
- Dans le fond, ce mémoire est une comparaison de la réglementation parasismique en Algérie, le RPA99v2003, avec RPA2024 dans un but d'analyser les améliorations progressives apportées au code au fil du temps. Nous avons utilisé le logiciel ETABS18 pour réaliser les études dynamiques et le calcul du ferraillage des éléments principaux.
- A travers cette étude, nous tenons à signaler que dans la nouvelle version, le zonage sismique de la wilaya de Blida a été modifié. Nous avons montré que pour une structure (R+9) en système coffrage tunnel, on observe une augmentation des sollicitations dynamiques. D'autres modifications concernant les combinaisons de charges avec l'intégration de la composante verticale ont été apportées.
- Les calculs des déplacements non linéaires et les justifications associées ont été également modifiées. Cela signifie une réduction de la ductilité en cas de non respects de certains critères architecturaux, constructifs et d'exécution.
- L'exigence d'augmenter l'épaisseur pour les voiles de contreventement limite l'utilisation des coffrages tunnel traditionnels, nécessitant une réévaluation des méthodes de construction et potentiellement une augmentation des couts et des délais.

D'autres perspectives-il envisageable. Elles peuvent concerner des bâtiments de portique-voiles dans les zones de zonage modifié. Un autre aspect important est celui relatif aux valeurs minimales de ferraillage qui restent, à notre humble avis, trop élevées et déterminent,

de facto, le ferrailage des bâtiments ordinaires.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude a représenté pour nous, notre toute première expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé. Nous avons eu l'occasion durant notre stage effectué sur le site de mettre en pratique nos connaissances théoriques et de les approfondir mais le chemin est encore long pour prétendre être un « ingénieur ». Il nous reste beaucoup de chose à apprendre car le domaine du génie civil ne nous a pas encore livré tous ces secrets et mêmes les techniques et les règlements sont avancées.

Le thème de notre projet a traité l'étude comparative selon RPA V2003 et RPA V2024 d'une structure en béton armé à voile porteur, réalisé selon la technique « coffrage tunnel », nous avons pu grâce à cette étude, découvrir, apprécier, comparer et déceler les avantages et les inconvénients de Le règlement RPA 2024.

Après avoir achevé ce projet de fin d'étude, nous somme arriver aux conclusions suivantes :

- ✓ Dans la nouvelle version, le zonage sismique de la wilaya de Blida a été modifié.
- ✓ Nous avons montré que pour une structure (R+9) en système coffrage tunnel, on observe une augmentation des sollicitations dynamiques.
- ✓ La rigidité élevée de système coffrage tunnel.
- ✓ D'autres modifications concernant les combinaisons de charges avec l'intégration du la composante verticale ont été apportées.
- ✓ Les calculs des déplacements non linéaires et les justifications associées ont été également modifiées.
- ✓ Une réduction de la ductilité en cas de non respects de certains critères architecturaux, constructifs et d'exécution.
- ✓ Changement dans les calculs des voiles et augmentation de ferrailage dans la nouvelle version.
- ✓ Plus résistance contre le renversement de fondation.

Il est essentiel adapter les pratiques de conception et de construction pour répondre aux nouvelles normes en optimisant les délais et les ressources, car les exigences d'RPA 2024 impacter la faisabilité et plus du cout des structures utilisant coffrage tunnel.

Références bibliographiques

- [1] REGUIG Melissa, « étude d'un bâtiment en voiles (technique de coffrage table-branché) » master, faculté de technologie département de génie civil, 2021.
- [2] « Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 document ». Document technique réglementaire d.t.r.-b.c.2.48 règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 document publiée pour vulgarisation arrête d'application.
- [3] « Règles parasismiques algériennes RPA 2024 document ». Document technique réglementaire d.t.r.-b.c.2.48.
- [4] A. BOUDAUD et h. SOUFI MERZOUG, « étude d'un bâtiment (r+8) en béton armé : étude comparative (avant-projet rpa2016/rpa99/2003) », master, faculté de technologie département de génie civil, 2021.
- [5] M. MEKKI, « génie parasismique ».
- [6] M. EMMANUEL, « conception parasismique des structures ».
- [7] K. HASSANI, « effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé », magister, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2013.
- [8] R. ACHILI et m. BELKAI, « effet de changement de la zone sismique sur la réponse des structures en béton armé », master, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [9] M. ARIBI, « contribution à l'amélioration des règles parasismiques algériennes », master, université Mohamed Boudiaf - m'sila, 2018.
- [10] B. KEBAILI et b. REDJEL, « étude critique des règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 ».
- [11] ARNAUD BAGUET, « étude comparative d'un bâtiment suivant les règles BAEL/ps92 et Eurocodes ».
- [12] Exemple note de calcul des voiles cgs selon RPA 2024.

Annexes

**ORGANIGRAMME -A-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

Cas générale

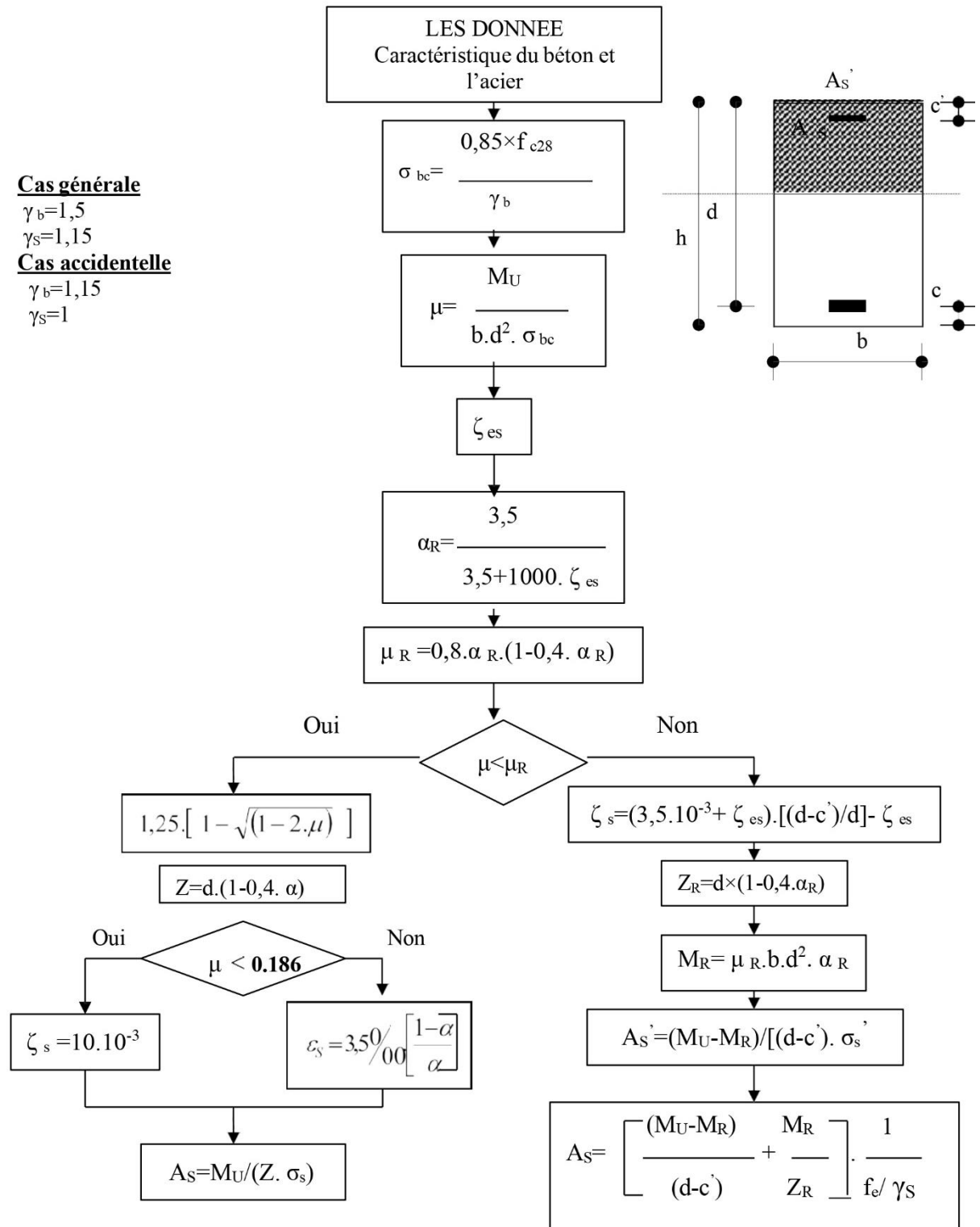
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

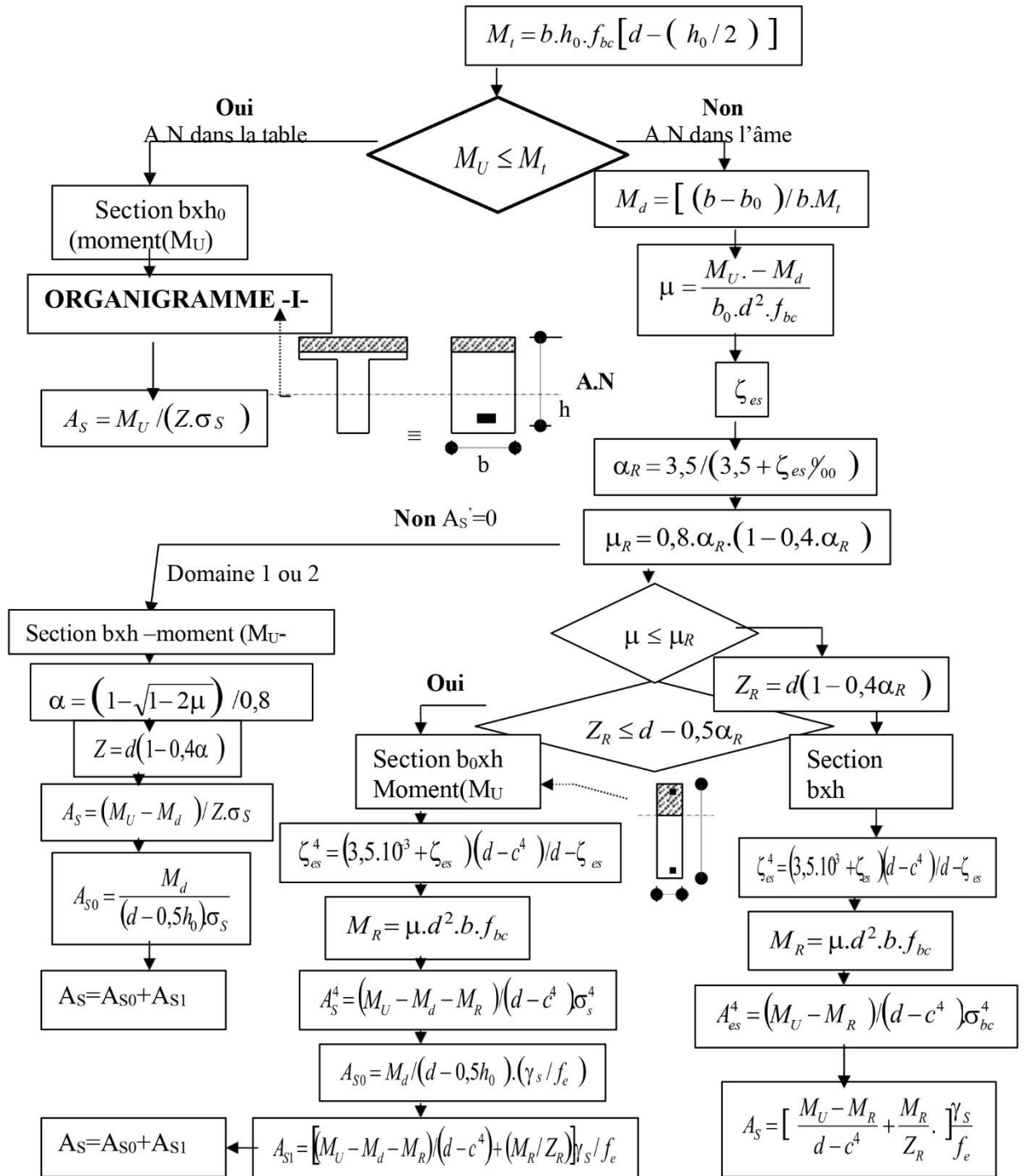
Cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

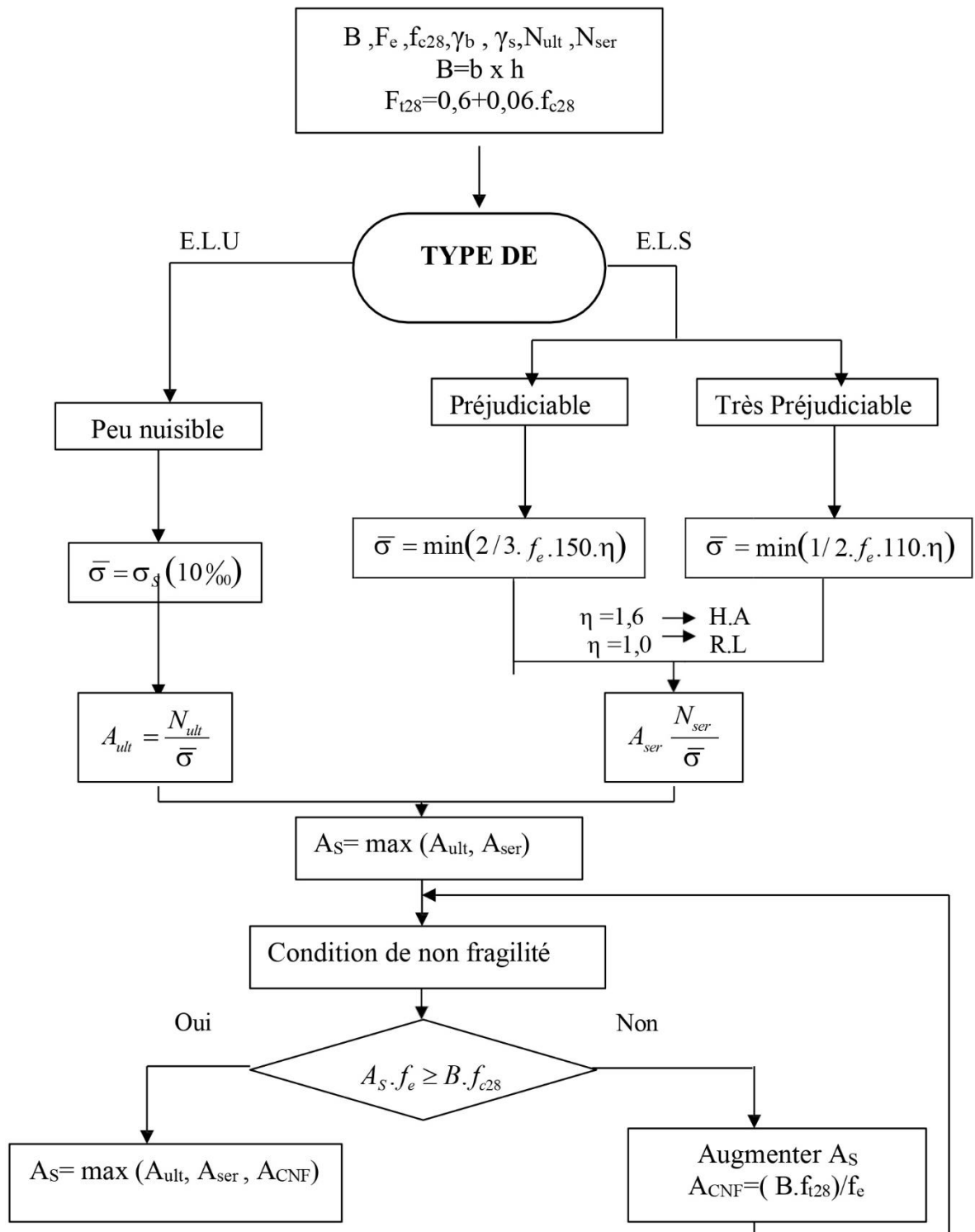
$$\gamma_s = 1$$



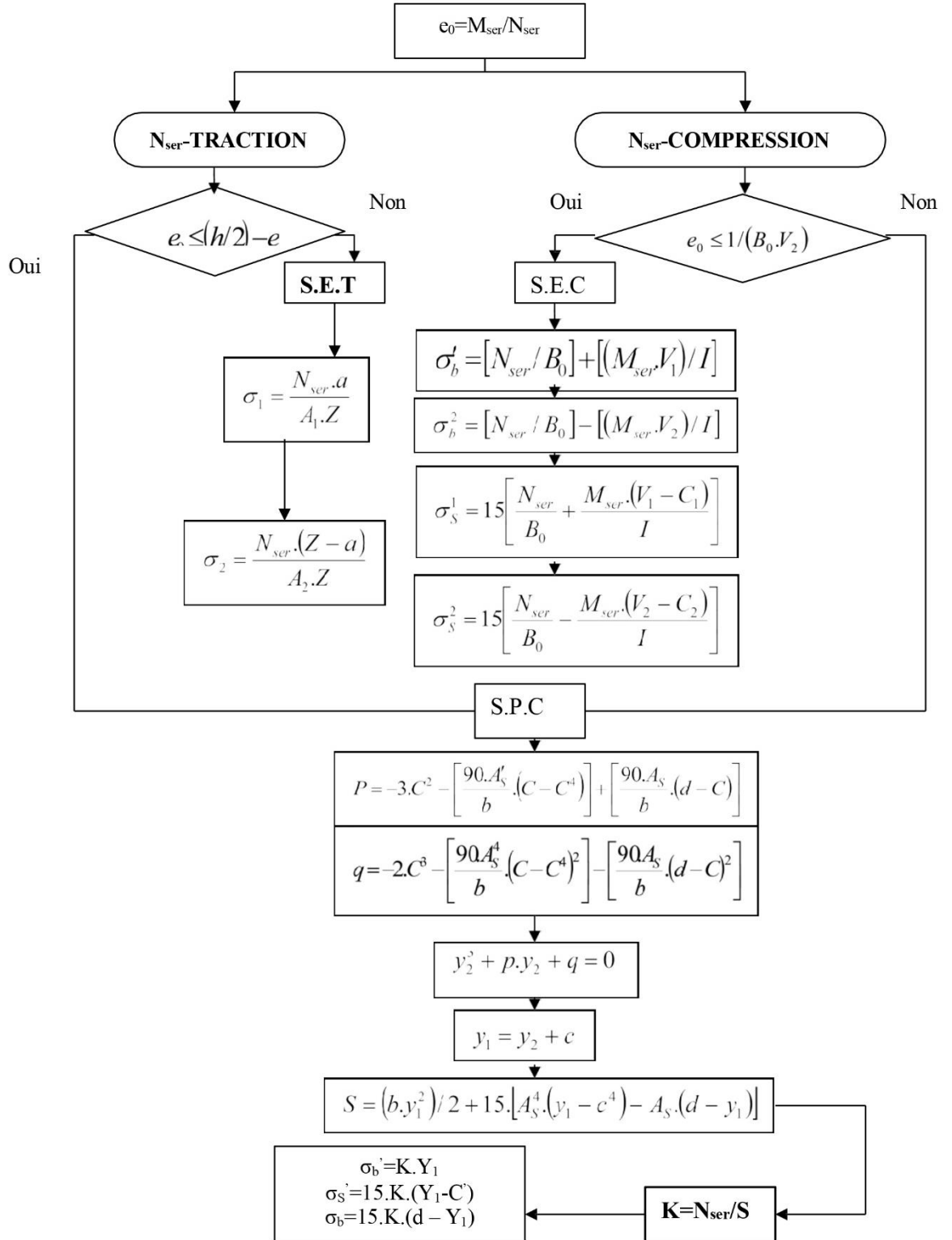
ORGANIGRAMME -B-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



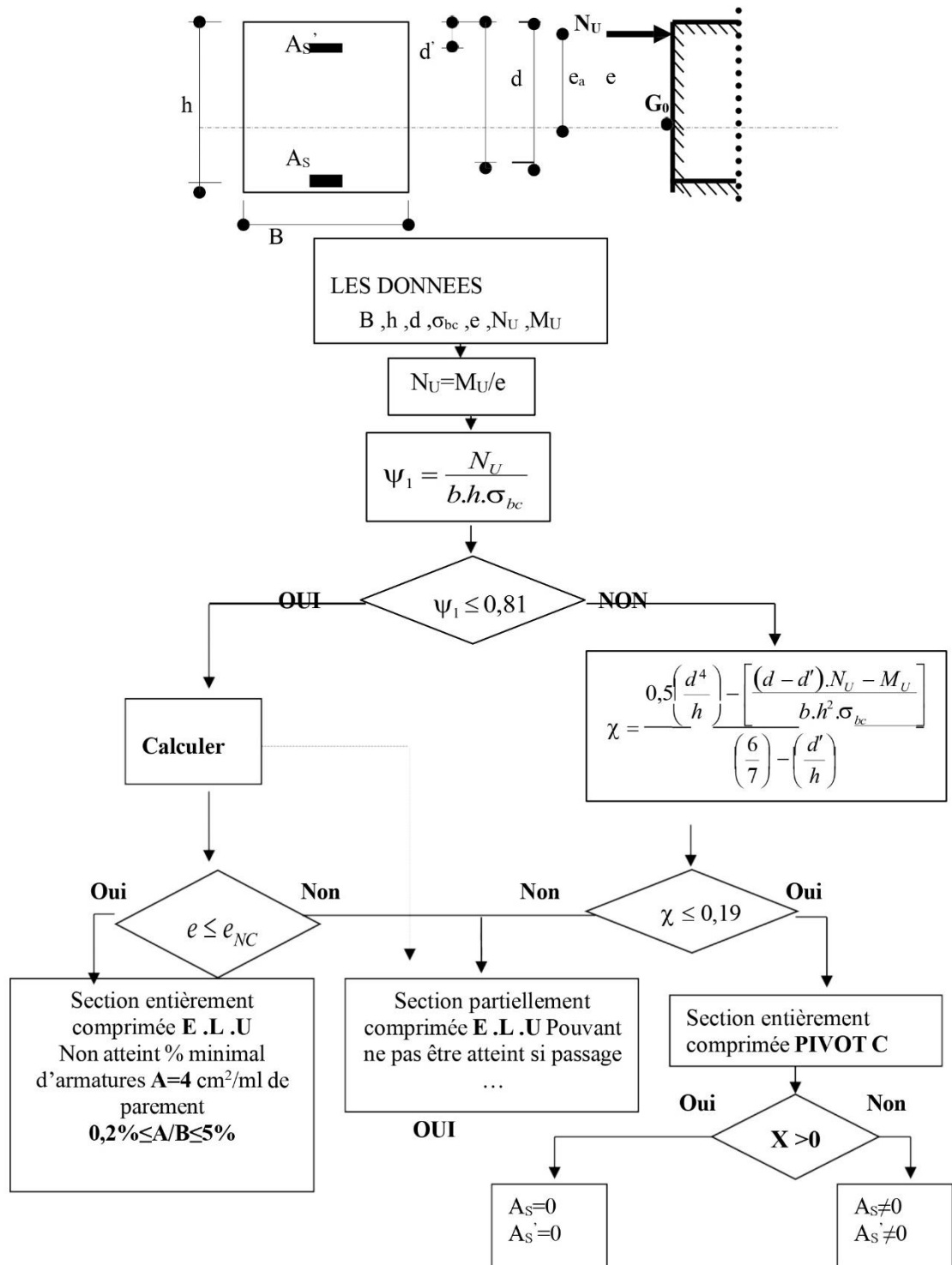
ORGANIGRAMME -C- TRACTION SIMPLE



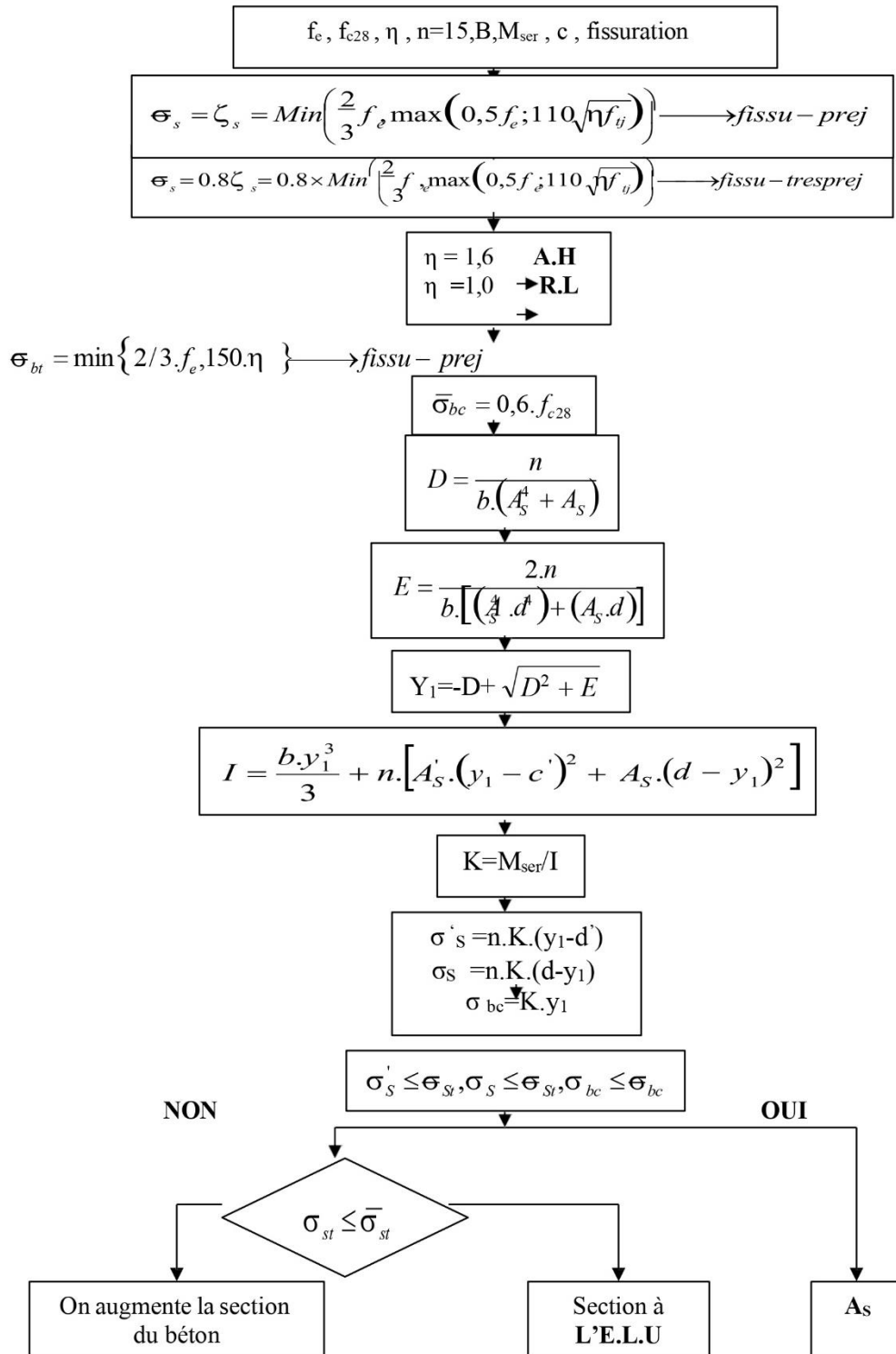
ORGANIGRAMME-D-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



**ORGANIGRAMME -E-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -F-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-**



**ORGANIGRAMME -G-
CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**

