

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



UNIVERSITÉ DE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1

Faculté de Technologie Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER

Spécialité : Matériaux en Génie civil

Thème :

Etude et conception d'un bâtiment a usage habitation R+6 + sous- sol
en Béton Armé

Par :

TOUTAOUI AMEL

Devant les membres de jury

	U.S.D.B. 1	Président
	U.S.D.B. 1	Examineur
Mme BERBAR DJIDA	U.S.D.B. 1	Promotrice
Mme BOULKHOIT MRSSAOUDA	U.S.D.B. 1	Co-Promotrice

Blida, Juin 2025

ملخص

يتناول هذا العمل دراسة و تصميم بناية سكنية تقع في مدينة بوفاريك , المصنفة ضمن تقنملا بسداسلا تيلازللا دوك البناء الجزائري نسخة (RPA 2024).

تتكون البناية من طابق تحت ارضي ,طابق ارضي ,وستة طوابق علوية ,بالإضافة الى سطح للاستغلال, شملت الدراسة التمهيدية تحديد ابعاد العناصر الانشائية (الاعمدة ,الروافد ,البلاطات) وحساب التسليح ,والتحليل الزلزالي الديناميكي وفق طريقة الطيف الطردي ,بالإضافة الى تصميم الاساسات باستخدام راديه مقلوب ومزود بأضلاع .

تم اجراء الحسابات باستخدام برنامجي ETABS و SOCOTAC ,ووفقا للمواصفات التقنية الجزائرية المعمول بها (RPA99/2024 معدل CBA93,BAEL).

RESUME

Le but de cette étude est la conception d'une structure multiservice de R + 6 étages, de forme irrégulière composée aussi d'un sous-sol, qui est sera implanté dans la wilaya d'Blida, qui est classée dans la zone VI selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2024). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventements.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETAPS V18).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003). Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Mots clés : bâtiments ; ETABS ; béton armé ; RPA99 modifié 2024, BAEL91 Modifié 99 ; poteau ; poutre ; Voiles ; master.

ABSTRACT

This thesis presents the study and structural design of a reinforced concrete residential building located in Boufarik, classified in seismic zone VI according to Algerian seismic code (RPA99, version 2024). The structure consists of a basement, a ground floor, six upper floors (R+6), and an accessible terrace.

The study involved the preliminary sizing of structural elements (slabs, beams, columns), seismic analysis using the modal spectral method, reinforcement detailing, and foundation design using an inverted ribbed raft.

All calculations were performed using ETABS and SOCOTEC software, following Algerian standards (RPA99/2024, BAEL91 revised 99, CBA93).

The results confirm the safety, structural stability, and compliance of the building with applicable regulations.

Keywords: building, reinforced concrete, ETABS, RPA99, BAEL91, columns, beams, walls, foundation.

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail.

Je le dédie à :

Pour mon mari, (MOHAMED), un grand merci pour ton amour, ta compréhension et ton aide précieuse. Ce mémoire est aussi le fruit

de ton soutien.

Ma très chère mère, qui a toujours été présente pour moi, dans les Moments les plus difficiles et qui sans cesse veille sur moi avec ses

Prières, pour ses grands sacrifices et tout

L'amour qu'elle me porte.

Mon très cher père , pour tous ses conseils et pour toute la confiance

Qu'il a mise en moi et pour son dévouement pour mon bonheur.

Que dieu me le garde.

A Mes cher frères ANIS,RIAD ET WASSIM ,

A Toute la famille : TOUTAOUI,

A Tous mes amis(es) et collègues,

A Tous mes meilleures amis Manel ,Ahlem, Nadine

et Tous mes enseignants

A tous mes amis de promos M2 génie civil.

REMERCIEMENTS

Chaque grâce dans ce monde provient du Tout-Puissant Créateur. Nous exprimons notre gratitude à Allah, pour nous avoir donné la santé, la volonté et la force nécessaires pour entreprendre et mener à bien ce mémoire.

Avant tout, ce travail n'aurait pas pu être aussi enrichissant et aboutir sans l'aide et l'encadrement de Mme BERBAR DJIDA . Nous la remercions sincèrement pour la qualité exceptionnelle de son suivi, sa patience, sa rigueur et sa disponibilité tout au long de la préparation de ce mémoire.

Nous exprimons notre gratitude envers les membres du jury, ainsi qu'au président (e) qui a accepté l'honneur de présider le jury de ce mémoire. Nous remercions également l'examineur d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Sans oublier bien sur nos parents, qui nous ont soutenus par leurs prières et leurs encouragements, le long de notre parcours. Et nous tenons à remercier a mon mari MOHAMED pour tous ses efforts et son travail acharnée avec moi.

Nos remerciements s'adressent également à Mme BOULAKHEYOUT, et tous les enseignants de département de Génie Civil.de l'université de SAAD DAHLEB.

Enfin, nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers nos familles et nos amis pour leur soutien et leur assistance. Même si tous ne sont pas cités dans cette liste restreinte, ils demeurent présents dans nos pensées et nos remerciements leur sont sincèrement adressés.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX.....	20
I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	26
I.1 Introduction :.....	26
I.2 Présentation de l'ouvrage :	26
I.3 Dimensions de l'ouvrage :	27
I.4 Conception de la structure :	27
I.4.a Ossature de l'ouvrage :	27
I.4.a.a Planchers :.....	27
I.5 –Plancher à dalle pleine.....	28
I.5.a.a Planchers corps creux :.....	28
I.5.a.b Planchers à dalle pleine	28
I.5.a.c Poteaux	29
I.5.a.d . Poutres	29
I.6 Classification du bâtiment	30
I.6.a Maçonnerie :	30
I.6.b Revêtement :	30
I.6.c Escaliers et ascenseurs :.....	31
I.7 .Caractéristiques du sol :.....	32
I.7.a Caractéristiques des matériaux :.....	32

I.7.a.a	Le béton :	32
I.7.a.b	Les aciers :	36
I.7.b	Conclusion :	38
I.8	Règlements et normes utilisés :	38
I.9	Logiciels utilisés :	39
I.9.a	Conclusion	39
II.	PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE	41
II.1	Introduction :	41
II.2	Pré dimensionnement des éléments résistant :	41
II.2.a	Pré dimensionnement des planchers :	41
II.3	Evaluation des charges et surcharges :	43
II.4	Charges permanentes :	43
II.4.a	Plancher terrasse accessible :	43
II.4.b	Plancher terrasse inaccessible	44
II.5	Charges d'exploitation :	48
II.6	Prédimensionnement des poutres	48
II.7	.Prédimensionnement des voiles:	51

II.8	Pré dimensionnement des poteaux :.....	52
II.8.a	.Principe :.....	52
II.8.b	Étapes de prédimensionnement :.....	52
II.8.c	Loi de dégression :	52
II.8.c.a	Calcule de prédimensionnement	53
II.8.c.b	Calcul de la décente de charge :.....	54
II.9	Conclusion.....	61
III.	.FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES	63
III.1	Introduction	63
III.2	- L'acrotère :.....	63
III.2.a	Evaluation des charges :.....	64
III.3	Combinaison :.....	65
III.4	Ferraillage de l'acrotère :	65
III.5	Calcul de l'excentricité :	65
III.5.a	Calcul du moment fictif M_f :.....	65
III.5.b	Calcul des armatures.....	66
III.6	Les Escaliers :.....	68
III.6.a	Introduction :	68
III.6.b	Définition des éléments d'un escalier :.....	68
III.7	Calcul de ferraillage :.....	69
III.7.a	Evaluation des charges.....	71

III.7.a.a Palier :	71
III.7.a.b Paillasse :	72
III.8 ferrailage:	75
III.9 Plancher :	80
III.9.a Introduction :	80
III.9.b Méthode de calcul :	80
III.9.c Les différents types de poutrelles :	81
III.9.c.a Calcul des poutrelles :	81
III.9.c.b Ferrailage :	82
III.9.c.c Conclusion :	83
III.9.c.d Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	85
III.9.c.e Conclusion :	95
IV. ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE.....	97
IV.1 Introduction :	97
IV.2 Etude sismique :	97
IV.2.a.a Modélisation de rigidité :	97
IV.2.a.b Modélisation de la masse :	98
IV.3 Généralité sur le logiciel ETABS-20:	98
IV.3.a Choix de la méthode de calcul :	98
IV.3.a.a Méthode statique équivalente :	99
IV.3.a.b La méthode modale spectrale :	100
IV.4 Résultats de l'analyse sismique :	105

IV.4.a	IModèle initial :	105
IV.4.a.a	Vérification de l'effort tranchant à la base :	110
IV.4.b	.Vérification de la résultante des forces sismique:	110
IV.4.b.a	Vérification de l'interaction voiles-portiques:	111
IV.5	Synthèse – Verification de la conformité avec le RPA (§4):	112
IV.5.a	.Vérification de l'effort normal réduit:	112
IV.5.a.a	Calcul et justification des déplacements inter-étages	113
•	Conclusion	115
IV.5.a.b	Vérification de l'effet P-Delta :	115
IV.6	Conclusion :	117
V.	FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS	120
V.1	Introduction :	120
V.2	Ferraillage des poteaux :	120
V.2.a	Introduction :	120
V.2.b	Combinaison d'action :	121
V.2.c	Recommandation selon RPA99 version 2024 :	121
V.2.d	Choix des armatures :	124
V.2.e	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	124
V.2.f	Vérification de L'effort Tranchant :	126
V.3	Ferraillage transversal des poteaux :	127
V.3.a	Schéma de ferraillage des poteaux :	129

V.3.b	Ferraillage des poteaux de sous-sol :	130
V.4	Ferraillage des poutres :	133
V.4.a	Introduction :	133
V.5	V.3.3 Calcul de ferraillage :	134
V.5.a	Vérification de la condition de non-fragilité :	136
V.5.b	Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :	137
V.6	Ferraillage des voiles :	142
V.6.a	Ferraillages des voiles :	142
V.6.a.a	Introduction :	142
V.6.b	Dimensionnement des voiles :	142
V.6.b.a	Coffrages :	142
V.6.b.b	Dimensionnement des voiles V et V3:	143
V.6.b.c	Sollicitations normales:	144
V.6.b.d	Evaluation des diagrammes des moments de calcul (ferraillage):	145
V.6.b.e	Evaluation de la hauteur (hcr) de la zone critique du voile:	145
V.6.b.f	Enveloppe du diagramme des moments fléchissant:	146
V.6.c	Dimensionnement des éléments de rives :	148
V.6.c.a	Ferraillage des éléments de rive :	148
V.6.c.b	Dimensionnement des éléments de rives :	149
V.6.c.c	Ferraillage des éléments de rives :	151
V.6.d	Justification de la condition de la ductilité locale:	152
V.6.e	Coefficient d'efficacité du confinement α :	156
V.7	Conclusion :	158

VI.	LES FONDATIONS	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
VI.1	Introduction :	160
VI.2	Critères de choix du type des fondations :	160
VI.3	Choix du type des fondations :	160
VI.3.a.a	Semelles isolées :	160
VI.3.a.b	Radier général :	161
VI.3.a.c	La surface de radier :	162
VI.3.a.d	Pré dimensionnement de radier :	162
VI.3.b	Caractéristiques géométriques du radier :	165
VI.3.c	Vérifications Nécessaires :	165
VI.3.c.a	Vérification de la Stabilité du Radier :	165
VI.3.c.b	Vérification des Contraintes Sous le Radier :	167
VI.3.c.c	Ferraillage du radier :	169
VI.3.c.d	Ferraillage de la dalle du radier :	169
VI.3.c.e	Ferraillage des nervures :	174
VI.3.d	Schéma de ferraillage de nervure :	176
VI.4	conclusion :	Error! Bookmark not defined.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers	36
Tableau II. 2 : Charge permanente du plancher terrasse accessible	44
Tableau II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	Error! Bookmark not defined.
Tableau II. 4: Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.	44
Tableau II. 5: Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).	46
Tableau II. 6: Dégression des surcharges pour poteau central.	56
Tableau II. 7 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central	56
Tableau II. 8: Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central	56
Tableau II. 9: Dégression des surcharges des poteaux de rives	58
Tableau II. 10: Descente de charge du poteau de rive.....	58
Tableau II. 11 : Dégression des surcharges des poteaux d'angle.....	58
Tableau II. 12 : Dégression des surcharges des poteaux d'angle.....	59
Tableau II. 13: Dégression des surcharges des poteaux d'angle.	60
Tableau II. 14: Descente de charge du poteau d'angle.	60
Tableau II. 15: Tableau récapitulatif de la section des poteaux.	60
Tableau III. 1: détermination des efforts à l'ELU et l'ELS	65
Tableau III. 2 Vérification des contraintes du béton.	67
Tableau III. 3 Vérification des contraintes d'aciers.	67
Tableau III. 4: Charges Permanentes du Palier.	71

Tableau III. 5: Charges Permanentes de la Paillasse.....	72
Tableau III. 6: Résultats d'évaluation des charges d'escalier.	73
Tableau III. 7: Moment en travée et appui et Effort Tranchant	75
Tableau III. 8 Ferrailage de l'escalier.....	76
Tableau III. 9 Vérification l'Els.	77
Tableau III. 10	78
Tableau III. 11 : Évaluation des charges.	83
Tableau III. 12: Combinaison des charges.	83
Tableau III. 13: Moment sur appuis et en travées et effort tranchant.....	87
Tableau III. 14: : Moment sur appuis et en travées et effort tranchant.	88
Tableau III. 15: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	89
Tableau III. 16: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	89
Tableau III. 17: Récapitulation du choix final de la section d'armature	90
Tableau III. 18: Tableau récapitulatif pour la vérification a l'ELS.....	91
Tableau III. 19: Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.....	93
Tableau IV. 1 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente	99
Tableau IV. 2 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)	102
Tableau IV. 3: Pénalité correspondant au critère de qualité	105
Tableau IV. 4: Participation massique du modèle initial.....	106
Tableau IV. 5: Participation massique du modèle deux.	107
Tableau IV. 6: Dimensions des poteaux adopté.....	108
Tableau IV. 7 Participation massique du modèle deux	109

Tableau IV. 8: Valeur de la période (T_0) à adopter pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.	110
Tableau IV. 9: Vérifications de la résultante des forces sismiques.....	111
Tableau IV. 10: Vérifications de Résultats	111
Tableau IV. 11: Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	111
Tableau IV. 12: Vérification de l'effort normal réduit.	112
Tableau IV. 13 Les limites admissibles	113
Tableau IV. 14: Calcul et Vérification des déplacements selon x-x.....	114
Tableau IV. 15: Vérification des déplacements selon y-y.	Error! Bookmark not defined.
Tableau IV. 16: Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x	116
Tableau IV. 17: Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.	117
Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.	117
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable (N_{max} , M_{corr}).....	119
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux en situation durable (N_{min} , M_{corr}).	119
Tableau V. 4 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{max} , N^{corr}).....	120
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux en situation durable (M_{max} , N_{corr}).....	120
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).....	120
Tableau V. 7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).....	121
Tableau V. 8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max} , N^{corr}).....	121
Tableau V. 9: Choix des armatures des poteaux.	121
Tableau V. 10.: Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{Max} , M_{corr}).	121
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{min} , M_{corr}).	122
Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr}).....	122

Tableau V. 13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	123
Tableau V. 14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	124
Tableau V. 15: Ferrailage des poutres porteuses.	130
Tableau V. 16: Ferrailage des poutres non porteuses.....	130
Tableau V. 17: Choix des armatures pour les poutres porteuses.	131
Tableau V. 18: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	131
Tableau V. 19 Vérification des poutres porteuse à L'ELS.....	132
Tableau V.20 Vérification des poutres non porteuse à L'ELS.....	132
Tableau V. 21: Vérifications au cisaillement.....	133
Tableau V. 22: Calcul des armatures transversales.	134
Tableau V. 23: modules de déformation.....	135
Tableau VI. 1: contrainte sous le radier à ELU	168
Tableau VI. 2: contrainte sous le radier à l'ELS.....	169
Tableau VI. 3: Calcul des moments à l'ELU.	171
Tableau VI. 4: ferrailage des panneaux du radier.	172
Tableau VI. 5: vérification des contraintes.....	173
Tableau VI. 6 : ferrailage de la nervure sens y-y.....	174
Tableau VI. 7: ferrailage de la nervure sens y-y.....	175
Tableau VI. 8: vérification des contraintes à L'ELS.....	175
Tableau VI. 9: choix des armatures transversales.	176

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Localisation de l'ouvrage.	27
figure I. 2: Schéma plancher à corps creux.....	Error! Bookmark not defined.
Figure I. 3: Schéma plancher en dalle pleine.	29
figure I. 4: Brique creuse.	30
Figure I. 5: Schéma escalier a volées droites avec paliers intermédiaires.	31
figure I. 6 : Schéma escalier demi tournant avec rayon du jour.....	32
Figure I. 7: Diagramme contrainte-déformation a l'ELU.....	35
figure I. 8: Diagramme contrainte-déformation a l'ELS.	36
figure I. 9 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELU.....	37
Figure II. 1: Détails d'un plancher à corps creux.	42
Figure II. 2: Détails d'un plancher à dalle pleine.	43
Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	Error! Bookmark not defined.
Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	45
Figure II. 5: Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.	45
Figure II. 6: Schéma de l'acrotère.	46
Figure II. 7 La section d'une poutre	Error! Bookmark not defined.
Figure II. 8: Schéma du voile.	51
Figure IV. 1: Représentation graphique du Spectre de réponse (Type1)....	Error! Bookmark not defined.
Figure IV. 2 Vue en plan de RDC.	Error! Bookmark not defined.
Figure IV. 3:Vue en 3D	Error! Bookmark not defined.

Figure IV. 4: vue en 3D.....	107
Figure IV. 5: les modes de déformation.	108
Figure IV. 6:Vue en plan du Modèle.....	110
Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.	130
Figure V. 2: Arrêt des barres.....	140
Figure V. 3: Schéma de ferrailage des poutres porteuses, travée.	141
Figure V. 4: Schéma de ferrailage des poutres porteuses,.....	Error! Bookmark not defined.
Figure V. 5: Schéma de ferrailage des poutres porteuses, Appuis.....	Error! Bookmark not defined.
Figure V. 6 : Coupe de voile En élévation	143
Figure V. 7: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant	146
Figure V. 8: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant de RDC.....	147
Figure V. 9: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant de 6 ^{ème}	148
Figure V. 10 Eléments de rives pour les voiles	149
Figure V. 11 Figure : Epaisseur minimale des éléments de rive confinés	150
Figure V. 12: Schéma de ferrailage de voile	153
Figure V. 13: Le ferrailage du voile est finalisé, mais la justification de la ductilité locale du voile est obligatoire.	Error! Bookmark not defined.
Figure IV. 1: Représentation graphique du Spectre de réponse (Type1)....	Error! Bookmark not defined.
Figure IV. 2 Vue en plan de RDC.	Error! Bookmark not defined.

Figure IV. 3:Vue en 3D	Error! Bookmark not defined.
Figure IV. 4: vue en 3D	107
Figure IV. 5: les modes de déformation.	108
Figure IV. 6:Vue en plan du Modèle	110

I. LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone.

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.

Q : Charge d'exploitation.

s_γ : 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 service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

γ_h : Poids volumique humide.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

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

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

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

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

L_{bt} : La longueur tendue.

T_{bz} : La largeur de l'élément.

A_g : Section transversale brute du voile.

h_{cr} : La hauteur critique

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

Les dommages et les conséquences graves causés par les séismes, y compris les risques de ruine totale ou partielle des structures, ont souligné l'importance cruciale de prendre en compte le risque sismique dans la conception des ouvrages.

Cela a contribué à approfondir notre compréhension phénoménologique de l'action sismique.

La rapide évolution des techniques de construction, associée aux exigences architecturales, conduit souvent les maîtres d'œuvre à opter pour des structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. Ces structures sont généralement composées de systèmes structuraux avec des distributions de rigidité et de masse non conformes aux normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre structure, caractérisée par son caractère "irrégulier".

Dans le domaine du génie civil, en Algérie comme ailleurs, une attention particulière est portée à l'état de l'art dans les domaines liés aux séismes, surtout depuis l'événement majeur du 21 mai 2003 à Boumerdès.

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation comportant six niveaux (R+6) ainsi qu'un sous-sol. Ce travail a pour principal objectif de consolider les connaissances acquises durant le cursus de formation, tout en les appliquant à une étude de cas concrète en vue de l'obtention du diplôme de Master.

L'analyse est structurée autour du plan suivant :

- **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage
- **Chapitre II** : Pré dimensionnement des éléments structuraux
- **Chapitre III** : Étude des éléments secondaires
- **Chapitre IV** : Étude dynamique en zone sismique
- **Chapitre V** : Ferrailage des éléments structuraux
- **Chapitre VI** : Étude des fondations

Ce mémoire se conclut par une synthèse générale des résultats obtenus et des perspectives éventuelles.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

II. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 Introduction :

Le présent projet de fin d'études porte sur le dimensionnement et l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée (RDC), de six étages (R+6) et d'un niveau de sous-sol. Cet ouvrage est implanté à Boufarik, dans la wilaya de Blida, une région classée en zone sismique VI (forte sismicité) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2024.

Notre étude s'articule autour de quatre volets principaux :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principaux et secondaires ;
- L'analyse sismique du bâtiment ;
- Le ferrailage des éléments porteurs principaux et secondaires ;
- L'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des calculs est réalisé dans le strict respect des réglementations suivantes :

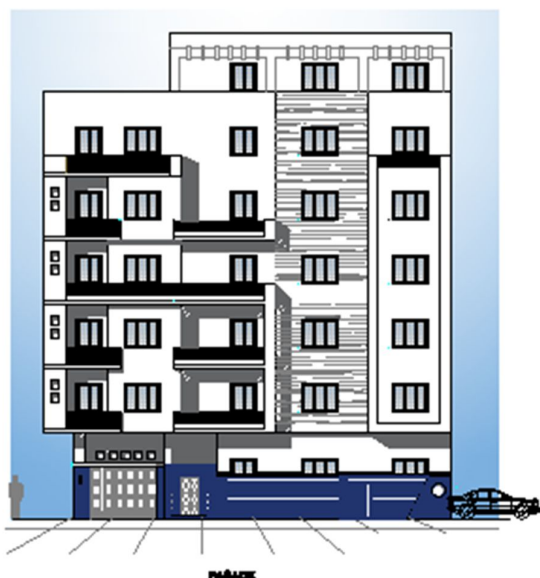
- Le Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2024) ;
- Le BAEL 91 modifié en 1999 ;
- Le Code de Bonne Application CBA 93.

II.2 Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment étudié est situé à Boufarik, dans la wilaya de Blida, à proximité de la wilaya d'Alger.

Il se compose des éléments suivants :

- Un rez-de-chaussée (RDC) ;
- Six étages à usage d'habitation ;
- Un niveau de sous-sol aménagé en parking ;
- Une terrasse accessible au public.

Figure I. 1: *Façade principe* .

II.3 Dimensions de l'ouvrage :

- Hauteur totale est de21.76 m
- Hauteur du rez de chaussée est de3.40 m
- Hauteur de l'étage courant 1^{er} étage est6.46m
- Hauteur de l'étage courant de 2eme au 6eme est3,06m
- Hauteur de sous-sol est de3,06 m

II.4 Conception de la structure :

II.4.a Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ Planchers :

On va travailler avec 2 types de planchers :

–Plancher à corps creux.

II.5–Plancher à dalle pleine :

➤ Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constituée de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 ou 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

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

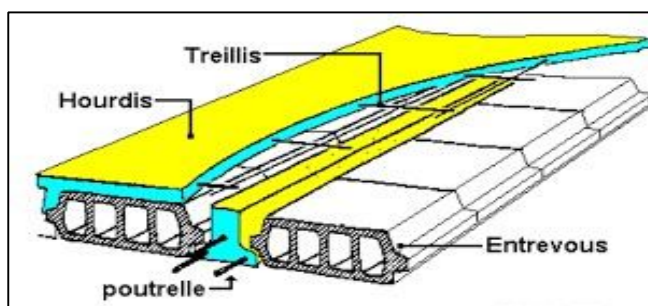


figure I. 2: Schéma plancher à corps creux

➤ Planchers à dalle pleine :

Dans notre projet, des dalles pleines ont été utilisées uniquement au niveau du rez-de-chaussée, situé juste au-dessus du sous-sol aménagé en parking.

Ce choix s'explique par les **besoins structurels spécifiques à cette zone**, notamment la reprise des charges importantes et la nécessité d'assurer une meilleure rigidité et continuité de la dalle, en l'absence de poutrelles classiques adaptées aux grandes ouvertures

du parking.

Il ne s'agit donc pas d'un choix lié à une irrégularité de forme, mais à une exigence fonctionnelle et structurelle propre à la configuration du sous-sol.

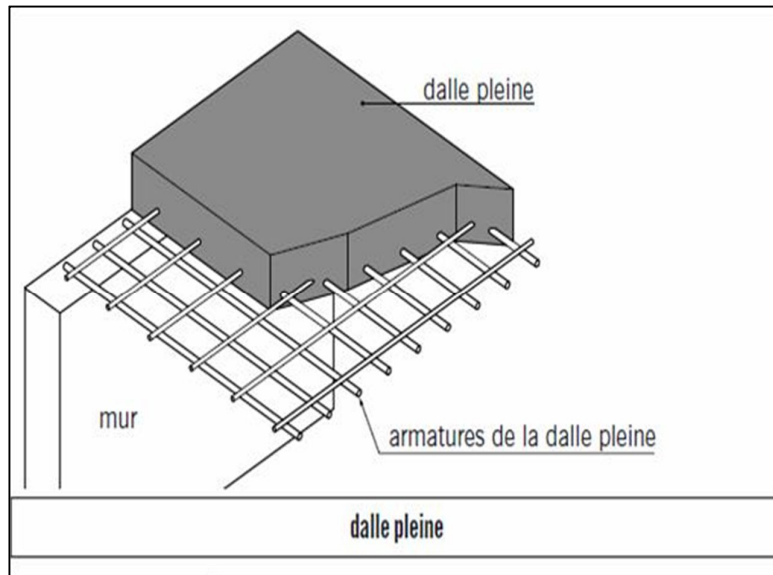


Figure I. 2: Schéma plancher en dalle pleine.

➤ Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux porteurs de l'ossature du bâtiment. Ils ont pour rôle principal de transmettre les charges verticales (issues des planchers, poutres et dalles) vers les fondations, en travaillant essentiellement en compression.

Dans notre projet, un seul type de poteaux est utilisé :

– Poteaux carrés.

➤ Poutres :

La structure du bâtiment comporte trois types de poutres réparties dans chaque plancher :

- Poutres principales : elles assurent la reprise directe des charges des planchers et les transferts aux poteaux ;
- Poutres secondaires : elles relient les éléments porteurs intermédiaires aux poutres principales ;

- Poutres de chaînage : elles garantissent la liaison horizontale entre les éléments verticaux (poteaux et voiles) et participent à la stabilité globale de l'ouvrage, notamment face aux sollicitations sismiques.

II.6 Classification du bâtiment :

Selon la classification du Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2024), le bâtiment étudié est classé dans le groupe 3, qui regroupe les ouvrages ordinaires tels que les bâtiments d'habitation collective.

Il ne présente pas de fonction stratégique ni de capacité d'accueil exceptionnelle, et n'est donc pas considéré comme un ouvrage à importance particulière.

II.6.a Maçonnerie :

- Murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs : ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



Figure I. 3: Brique creuse.

II.6.b Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.

–Carrelage pour les planchers et les escaliers.

II.6.c Escaliers et ascenseurs :

Le bâtiment comporte des escaliers assurant la liaison entre les différents niveaux afin de permettre une circulation verticale fluide et sécurisée pour les usagers. On a deux types d'escaliers :

- Escalier a volées droites avec paliers intermédiaires.

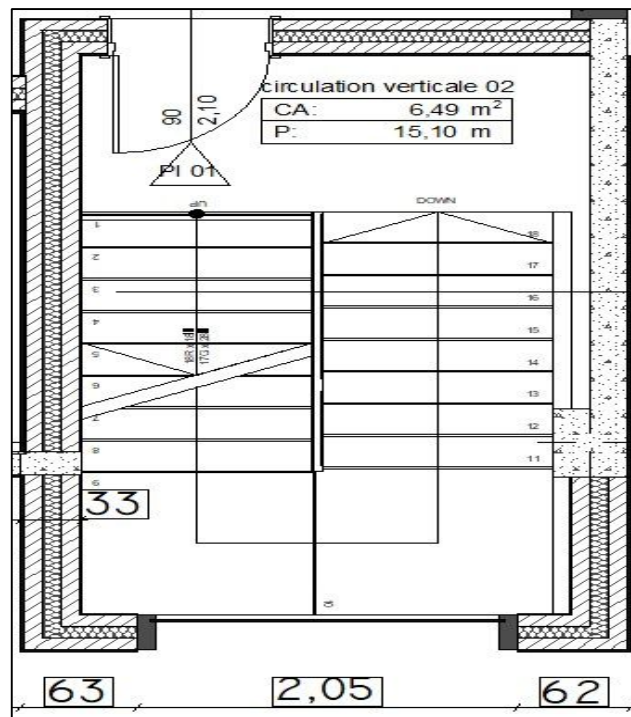


Figure I. 4: Schéma escalier a volées droites avec paliers intermédiaires.

–Escalier demi tournant avec rayon du jour.

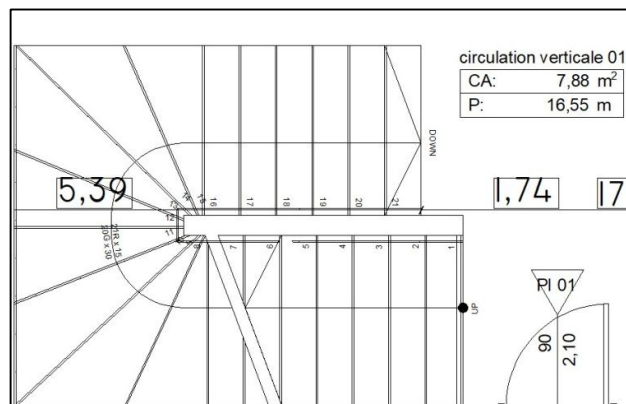


Figure I. 5 : Schéma escalier demi tournant avec rayon du jour.

En complément, un ascenseur est également intégré à l'ouvrage pour répondre aux besoins d'accessibilité et de confort, notamment pour les personnes âgées ou à mobilité réduite. Une cage d'ascenseur est prévue, desservant l'ensemble des niveaux, du sous-sol jusqu'au sixième étage.

II.7.Caractéristiques du sol :

La structure est implantée sur un sol ferme, de contrainte admissible de 2bars.

II.7.a Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

➤ Le béton :

- Composition du béton :

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

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

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

- **Résistances du béton :**

- **Résistances à la compression [2]:**

Le béton est défini par sa résistance à la compression a 28 jours cette dernière est notée par f_{c28} , selon le BAEL91 [2] :

Pour $j < 28j$:

$f_{cj} = (j/4.76 + 0.83j) \cdot f_{c28}$ pour $f \leq 40\text{MPa}$

$f_{cj} = (j/1.4 + 0.95j) \cdot f_{c28}$ pour $f > 40\text{MPa}$

Pour $j = 28j$:

$f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j > 28j$:

$f_{cj} = 1.1 \cdot f_{c28}$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ elle est mesurée par compression axiale de cylindres d'un diamètre de 16 cm et de hauteur de 32 cm (section 200 cm²).

- **Résistances à la traction :**

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} \text{ (MPa) [2]}$

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

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale [2]:**

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

- **Module de déformation instantanée E_{ij} :**

Pour les charges à courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de poisson [2]:**

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 :

ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

ELS : $\nu = 0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

- **Poids volumiques :**

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

- Les contraintes limites :
- Les contraintes à l'état limite ultime ELU [2]:

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \gamma_b \times \theta$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité .

$$-\gamma_b = 1.5 \text{ cas des situations durables ou transitoires } \dots \dots \dots f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

– $\gamma_b = 1.15$ cas des situations accidentelles $f_{bu} = 18.47$ MPa

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application des charges.

– $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

– $\theta = 0.9$ dans le cas contraire.

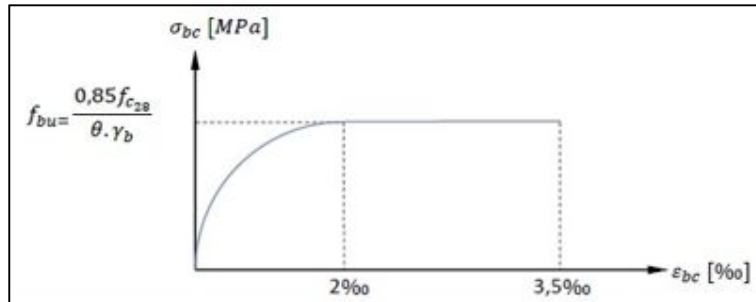


Figure I. 6: Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

• Les contraintes à l'état limite de service ELS [2]:

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

– L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

– L'état limite de service d'ouverture des fissures.

– L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15$ MPa

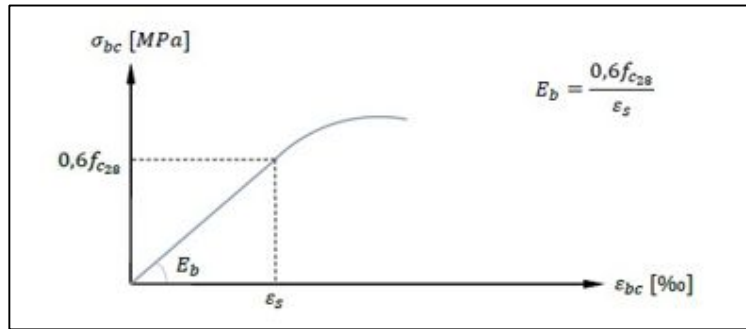


Figure I. 7: Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.

➤ Les aciers :

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

➤ Les différents types d'aciers [2]:

- Les ronds lisses (R.L) : Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.
- Les aciers à haute adhérence (H.A) : Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale.
- Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.
- On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.
- Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1.
- –Treillis soudés : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés a fils lisses	Treillis soudés a hautes adhérences
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeTE500	FeTE500
f (MPa)	215	235	400	500	500	500

➤ **Module d'élasticité des aciers [2]:**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale, les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier $E_s = 2,10 \cdot 10^5$ MPa.

➤ **Les contraintes limites :**

• **Les contraintes à l'état limite ultime ELU [2]:**

$\sigma_s = f_e / \gamma_s f_e$: contrainte limite élastique. γ_s :

coefficient de sécurité de l'acier. $\gamma_s = 1$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.2$ en cas de situations accidentelles.

et :

$\sigma_s = 434.78$ En situation durable.

$\sigma_s = 500$ En situation accidentelle.

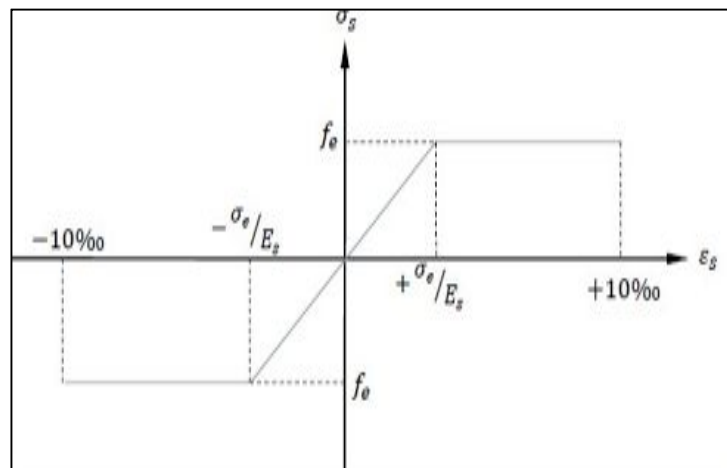


Figure I. 8 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.

• **Les contraintes à l'état limite de service ELS [2]:**

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

–Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

– Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \dots \dots \dots = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t}))$.

– Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = 0,8 \xi$.

η : Coefficient de fissuration. $\eta = 1$

pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

➤ Le coefficient d'équivalence [2]:

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport : $n = \varepsilon_b / \varepsilon_s = 15$

n : le coefficient d'équivalence.

ε_s : module de déformation de l'acier.

ε_b : module de déformation du béton.

II.7.b Conclusion :

Nous avons adopté un béton de classe C25/30 ($f_{c28} = 25$ MPa), associé à des armatures en acier FeE500, disponibles sur le marché national. Ce choix permet d'assurer à la fois la conformité aux normes, la résistance mécanique souhaitée et la durabilité de l'ouvrage.

II.8 Règlements et normes utilisés :

Notre étude a été menée en conformité avec les règles de conception et de calcul en vigueur en Algérie, notamment :

- Le CBA 93 (Code de Bonne Application) ;
- Le RPA 99 révisé 2024 (règlement parasismique) ;
- Le BAEL 91 modifié 1999 ;
- Le DTR BC.2.2 (document technique réglementaire pour le béton armé).

II.9 Logiciels utilisés :

Pour l'analyse, la modélisation et la représentation graphique, nous avons utilisé les logiciels suivants :

- ETABS 20.1.0 : pour la modélisation et le calcul sismique ;
- SAP 2000 : pour les analyses complémentaires ;
- Auto CAD 2016 : pour les dessins de plans et détails d'exécution.

II.9.a Conclusion

Ce premier chapitre a permis de présenter l'ouvrage étudié, sa configuration architecturale et structurelle, les matériaux utilisés, les règlements appliqués ainsi que les outils informatiques mobilisés.

Dans le chapitre suivant, nous aborderons le pré dimensionnement des éléments structuraux, étape préalable indispensable pour guider le calcul détaillé et assurer la cohérence globale du projet.

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

III. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

III.1 Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux, ce chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux. Ce dernier a pour objectif d'estimer approximativement les dimensions des différents éléments constitutifs de la structure, en fonction des charges qui y agissent. Ces dimensions seront, si nécessaire, ajustées au cours de l'étude d'exécution, afin de garantir une résistance adéquate et une stabilité optimale de l'ouvrage.

À cette fin, les réglementations en vigueur, notamment le BAEL 91 modifié 99, le RPA 2024 et le CBA 93, fournissent les recommandations nécessaires pour assurer un pré dimensionnement qui conjugue sécurité et optimisation économique.

Par ailleurs, le DTR B.C.2.2 est utilisé pour la définition des charges permanentes et d'exploitation à prendre en compte dans les calculs.

III.2 Pré dimensionnement des éléments résistants :

III.2.a Pré dimensionnement des planchers :

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

➤ Plancher en corps creux :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité :

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

Avec :

L : la portée maximale de la poutrelle entre deux appuis

ht : hauteur totale du plancher

$$L = 660 - 30 = 630 \text{ cm}$$

$$L = 630 \text{ cm}$$

$$\frac{630}{25} \leq ht \leq \frac{630}{20} \rightarrow 25.2 \leq ht \leq 31.5 \text{ cm}$$

Donc on prend une épaisseur de **(20+5) cm** d'où **ht=30cm**

Avec :

20cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

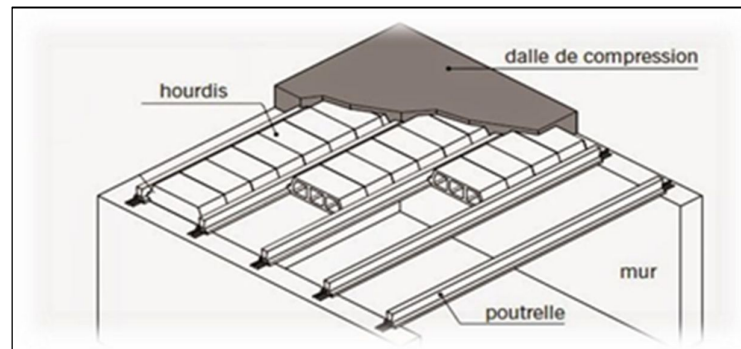


Figure II. 1: Détails d'un plancher à corps creux.

➤ Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

• Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

L_x, L_y : distance entre axe

Si $\rho < 0.4$ la dalle porte sur un seul sens $\rightarrow \frac{L_x}{30} \geq e \geq \frac{L_y}{30}$

Si $\rho > 0.4$ la dalle porte sur deux sens $\rightarrow \frac{L_x}{40} \geq e \geq \frac{L_y}{45}$

Dans notre cas on a $\begin{cases} L_x = 320 - 30 = 290 \text{ cm} \\ L_y = 460 - 30 = 430 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \rho = 0.6744 > 0.4$

Avec :

➤ Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

Donc notre dalle porte sur deux sens $\rightarrow 7.25 \geq e \geq 6.44 \text{ cm}$

On prend $e = 7 \text{ cm}$

- **Résistance au feu :**

On adopte

- $e = 7 \text{ cm}$ pour 1h de coupe-feu.
- Isolation phonique :
- D'après le CBA et pour assurer une bonne isolation phonique on optera pour une dalle d'épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$
- D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :
- $e \geq \text{Max}(7; 11; 15) \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

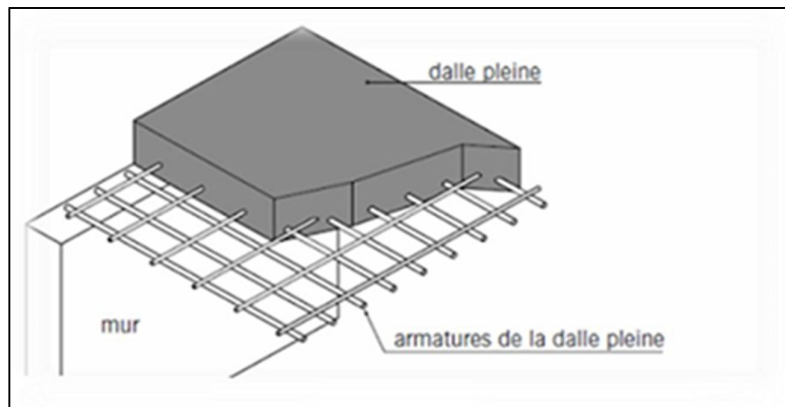


Figure II. 2: Détails d'un plancher à dalle pleine.

III.3 Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

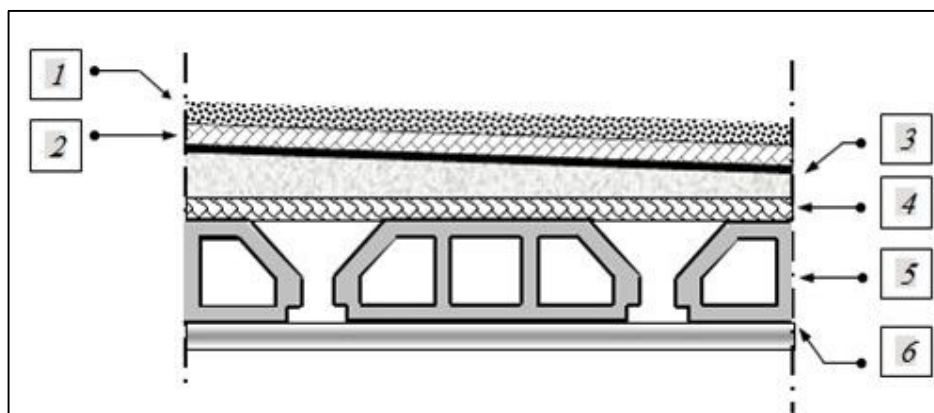
III.4 Charges permanentes :

III.4.a Plancher terrasse accessible :

➤ Dalle en corps creux :

Tableau II. 1 : Charge permanente du plancher terrasse accessible

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Carrelage céramique	00.02	20.00	00.40
02	Étanchéité multicouche	00.02	06.00	00.12
03	Mur de séparation	00.10	22.00	02.20
04	Plaque de liège	00.04	04.00	00.16
05	Plancher à corps creux	0.20+0.05	-	03.50
06	Enduit de plâtre	00.02	10.00	00.20
07	Cloisons de distribution	00.10	-	1.00
Total				07.58

**Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux..**

III.4.b Plancher terrasse inaccessible

➤ Dalle en corps creux

Tableau II. 2: Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Gravillon roulé	00.05	17.00	00.85
02	Étanchéité multicouche	00.02	06.00	00.12
03	Papier kraft	-	-	0.05
04	Forme de pente 1%	00.10	22.00	02.20
05	Plaque de liège	00.04	04.00	00.16
06	Par vapeur	0.01	06.00	0.06
07	Plancher à corps creux	0.20+0.05	-	03.50
08	Enduit de plâtre	00.02	10.00	00.20
Total				07.14

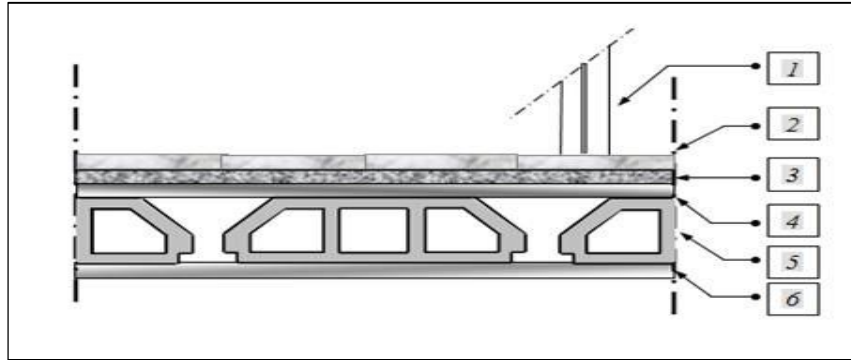
➤ **Plancher courant :**• **Dalle en corps creux :**

Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse à corps creux.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Carrelage Céramique	00.02	20.00	00.40
02	Mortier en pose	00.02	20.00	00.40
03	Lit de sable	00.03	18.00	00.54
04	Plancher à corps creux	00.21	25.00	03.05
05	Enduit en plâtre	00.02	10.00	00.20
06	Cloisons de distribution	00.10	-	1.00
Total				05.59

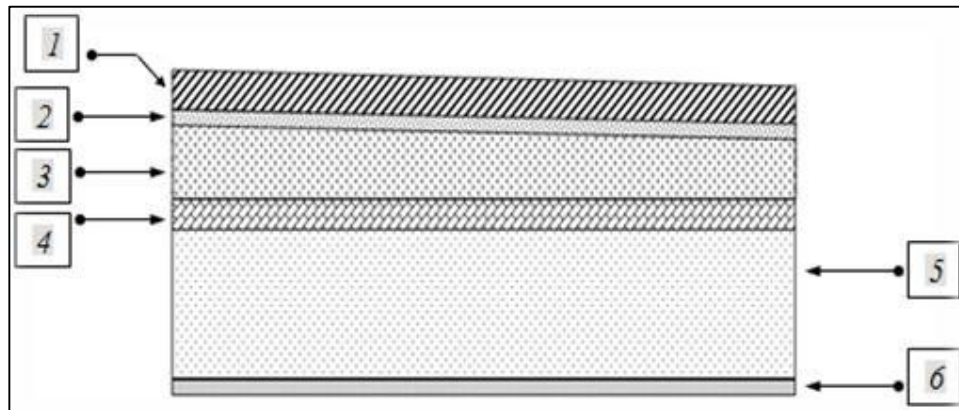
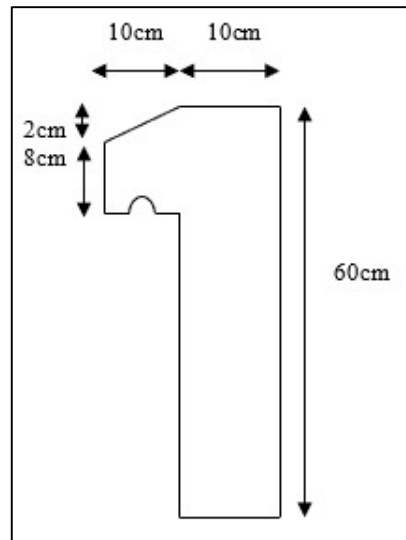
➤ **Dalle pleine**

Figure II. 5: Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Tableau II. 3: Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
01	Carrelage Céramique	00.02	20.00	00.40
02	Mortier de pose	00.02	20.00	00.40
03	Lit de sable	00.02	18.00	00.36
04	Dalle pleine	00.15	25.00	03.75
05	Enduit plâtre	00.02	10.00	00.20
06	Cloisons de distribution	00.10	-	01.00
Total				05.39

).

➤ **Acrotère :****Figure II. 6: Schéma de l'acrotère.**

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 30 \text{ KN/m}^3$

S= la surface transversale totale.

S= la surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.6) + (0.8 \times 0.10) + \left(\frac{0.10 \times 0.02}{2} \right) = 0.069 \text{ m}^2$$

D'ou le poids propre de l'acrotère :

D'ou le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 30 \times 0,069 = 2,07 \text{ KN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($e_p = 1,5 \text{ cm}$, $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$) :

$$G_2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0,015 \times (0,6 + 0,1 + 0,1019 + 0,08 + 0,1 + 0,5 + 0,1) = 0,43 \text{ KN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère:

$$G = G_1 + G_2 = 2,5 \text{ KN/m}$$

• Calcul de mur cloison :

Dans le cadre de la conception des bâtiments, l'isolation thermique et acoustique joue un rôle crucial pour assurer le confort des occupants. Une solution efficace consiste à utiliser un double mur de cloison, composé de deux parois en briques creuses de 10 cm séparées par un vide de 10 cm.

Ce type de cloison est souvent utilisé pour :

- Améliorer l'isolation thermique en réduisant les ponts thermiques grâce au vide d'air.
- Renforcer l'isolation acoustique en limitant la transmission des bruits aériens entre les pièces.
- Assurer une meilleure stabilité mécanique en offrant une structure plus rigide qu'un mur simple.

Nous allons calculer la charge permanente **G** exercée par ce double mur sur la structure du bâtiment.

✓ Hypothèse de calcul

- Matériau : Brique creuse
- Poids Volumique : $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$
- Épaisseur

Brique creuse : 10 cm = 0.10 m (de chaque côté)

Vide d'air : 10 cm = 0.10 m (ne contribue pas au poids)

✓ Formule de calcul

Le poids surfacique du double mur est la somme des charges des deux parois de brique :

$$P_s = \sum \gamma \cdot e$$

$$P_s = \gamma \cdot e_1 + \gamma \cdot e_2 = 12 \times 0.10 + 12 \times 0.10$$

$$P_s = 2.4 \text{ kN/m}^2$$

III.5 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Plancher terrasse (accessible) .Q =1,5 KN/m²
- Plancher à usage habitation . Q= 1,5 KN/m²
- EscaliersQ = 2,5 KN/m²

III.6 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur prédimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L.91 modifié 99.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le règlement parasismique algérien (RPA 2024)

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

Selon le B.A.E.L 91 modifié 99

- La hauteur de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : Portée maximale de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

Selon le R.P.A 2024 :

- La hauteur de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$.
- La largeur de la poutre doit être : $b \geq 25 \text{ cm}$.
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$.

Vérification de la rigidité

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

✓ **Exemple de calcul :**

- Poutre Principale :

$$L_{max} = 660 - 30 = 630 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 55 \leq h \leq 0.7 \times 55$$

$$16.5 \leq h \leq 38.5$$

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

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}$.

✓ Vérification selon BAEL91

$$\frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10}$$

$$42 \leq h \leq 63$$

➤ On prend $h = 50 \text{ cm}$

- le RPA 2024
- $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifier
- $b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition Vérifier
- $\frac{h}{b} = 1.833 < 4$ Condition Vérifier

✓ Vérification de la rigidité:

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{630} = 0.07936 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition Vérifier}$$

- Poutre secondaire :

$$L_{max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$$

✓ Vérification Selon BAEL91:

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$28.66 \leq h \leq 43$$

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

$$0.3 \times 40 \leq h \leq 0.7 \times 40$$

$$12 \leq h \leq 28$$

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

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

✓ Vérification selon le RPA 2024:

- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifier
- $b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition Vérifier
- $\frac{h}{b} = 1.6 < 4$ Condition Vérifier

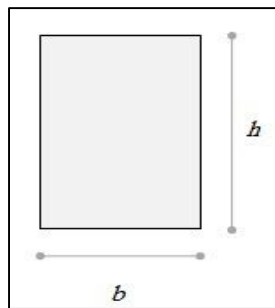
✓ Vérification de la rigidité:

$$\frac{h}{L} = \frac{400}{430} = 0.930 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition Vérifier}$$

III.6.a Conclusion:

Les dimensions finales des poutres sont :

- Les poutres principales : $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.
- Les poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.



III.7 Prédimensionnement des voiles:

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, on s'est basé sur les recommandations du RPA99 version 2003.

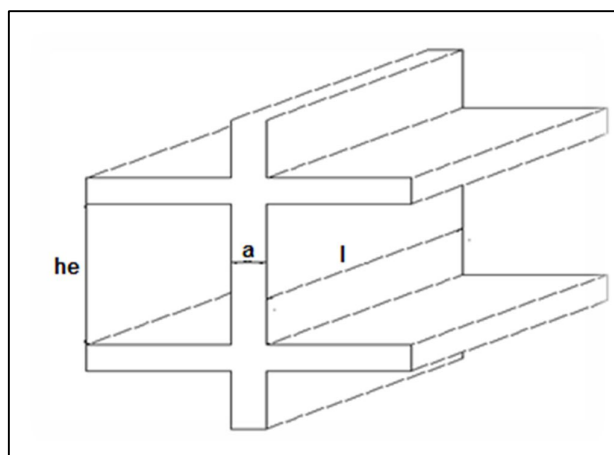


Figure II. 7: Schéma du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas

$$a_{min} \geq \max(15cm; h_e/20)$$

Avec : h_e hauteur libre de l'étage.

a_{min} Épaisseur de voile.

- Pour $RDCh_e = (340 - 50) = 290cm$
 $a_{min} \geq \max(15cm; (291/20) = 14.25cm) \rightarrow a_{min} = 15cm$
- Pour les étages courant $h_e = (306 - 50) = 256cm$
 $a_{min} \geq \max(15cm; (295/20) = 12.55cm) \rightarrow a_{min} = 15cm$

III.7.a Conclusion :

On adopte pour épaisseur de $a = 15$ cm.

III.8 Pré dimensionnement des poteaux :

III.8.a .Principe :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, deux poteaux de rive, Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

III.8.b Étapes de prédimensionnement :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est calculée aux état limite ultime (ELU) vis à vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 2024**
5. Vérification du critère de l'effort normal réduit.

III.8.c Loi de dégression :

Dans le dimensionnement des poteaux, la charge gravitaire appliquée sur chaque élément porteur est déterminée en fonction de la surface de plancher tributaire qui lui est affectée. Cette répartition des charges repose sur une analyse rigoureuse de la descente de charges et intègre la loi de dégression des charges d'exploitation, qui prend en compte la redistribution progressive des efforts le long de la hauteur de la structure.

Soit Q_0 la charge d'exploitation appliquée sur le plancher de la terrasse couvrant le bâtiment, et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages, numérotés de 1 à n en partant du sommet de la structure.

Lors du calcul aux points d'appui, les charges d'exploitation appliquées aux poteaux seront ajustées selon la relation suivante :

Le coefficient de pondération $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n > 5$

Avec n : nombre d'étage

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage (Étage 1) Q
- Étage 2 $0,90 Q$
- Étage 3 $0,80 Q$
- Étage 4 $0,70Q$
- Étage n $0,50Q$

Avec n : nombre d'étage

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse

Q : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

➤ Calcul de prédimensionnement

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,20$).....situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,0$).....situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmètre tel que :

Poteau carré $Br = (a-0,02)(b-0,02) \text{ cm}^2$

Selon le BAEL 91 modifié 99

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

- $a = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ si $\lambda \leq 50$
- $a = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ si $50 < \lambda < 100$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) de la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{B \cdot \gamma_s} \right)} = 0.066Nu$$

Le minimum requis par RPA2024 :

Pour une zone sismique VI

On doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30cm \\ \min(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec : (a; b) dimension de la section

he hauteur d'étage

➤ Calcul de la décente de charge :

- Calcul des poteaux

On va calculer les poteaux plus sollicités :

- Le poteau central
- Le poteau d'angle
- Le poteau de rive

- Poteau central (H2):
- La portée de la poutre principale de $30 \times 50 = 5.55\text{m}$
- La portée de la poutre secondaire de $30 \times 40 = 4.1\text{m}$
- La Surface totale est $S = \text{m}^2$
- Surface à calculer :
- $S = (2.40+3.15) \times (2.10+2.0)$
- $S=22.75 \text{ m}^2$

Calcul des différents poids :

- **Poids de plancher**

Plancher terrasse accessible : $G_{pt} = 7.58 \times 22.75 = 172.445\text{KN}$

Plancher terrasse inaccessible : $G_{pt} = 7.14 \times 22.75 = 162.435 \text{ KN}$

Plancher courant : $G_{pc} = 5.59 \times 22.75 = 127.2\text{KN}$

Plancher de RDC : $G_{RDC} = 5.39 \times 22.75 = 122.62\text{KN}$

- **Poids des poutres**

Poutre principale : $G_{pp} = 0.30 \times 0.50 \times 5.55 \times 25 = 20.8125\text{KN}$

Poutre secondaire : $G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 4.10 \times 25 = 12.3\text{KN}$

- **Poids des poteaux**

$G_{pot 6} = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutres} + 10\% P_1$

Avec $P_1 = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutres}$

$G_{pot 6} = 205.818 + 33.112 + 10\% (238.93) = 262.821 \text{ KN}$

$G_{pot 5} = G_{pot 4} = G_{pot 3} = G_{pot 2} = G_{pot 1} = G_{pot RDC} = 139.457 + 33.112 + 10\% (172.69)$
 $= 189.838\text{KN}$

$G_{pot s-sol} = 170.852 + 33.112 + 10\% (203.964) = 224.360\text{KN}$

- Charge d'exploitation

L'évolution de la charge d'exploitation sont traitée sur le tableau suivant :

Tableau II. 4: Dégression des surcharges pour poteau central.

Niveau des plancher	Q_i (KN/m ²)	Charge d'exploitation	$\sum$ Charge d'exploitation
N9	Q_0	1	Q_0
N8	Q_1	1.5	Q
N7	Q_2	1.5	0.90 Q
N6	Q_3	1.5	0.80 Q
N5	Q_4	1.5	0.70 Q
N4	Q_5	1.5	0.60 Q
N3	Q_6	1.5	0.50 Q
N2	Q_7	1.5	0.50 Q
N1	Q_8	1.5	0.50 Q
N RDC	Q_9	1.5	0.50 Q

Tableau II. 5 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.

Niveau	G KN	Q KN	Gcum KN	Qcum KN
6eme	262.821	34.125	262.821	34.125
5eme	189.832	51.187	452.653	85.312
4eme	189.832	51.187	642.485	136.499
3eme	189.832	51.187	832.317	189.686
2eme	189.832	51.187	1022.149	240.873
1 ^{er}	189.832	51.187	1211.981	292.06
RDC	189.832	51.187	1401.813	343.247
S-Sol	224.360	85.312	1626.173	428.559

Tableau II. 6: Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.

Niveau	N_G KN	N_Q KN	N_u KN	Br cm	a cm	b cm	$\sqrt{ab}$	axb cm
6eme	262.821	34.125	405.995	267.95	16.431	16.431	16.431	30*30
5eme	452.653	85.312	739.049	487.772	22.15	22.15	22.15	30*30
4eme	642.485	136.499	1072.103	707.587	26.714	26.714	26.714	30*30
3eme	832.317	189.686	1408.156	929.382	30.618	30.618	30.618	35*35
2eme	1022.149	240.873	1741.210	1149.198	34.049	34.049	34.049	35*35
1 ^{er}	1211.981	292.06	2074.264	1369.014	37.164	37.164	37.164	40*40
RDC	1401.813	343.247	2407.318	1588.829	40.038	40.038	40.038	45*45

S-Sol	1626.173	428.559	2838.172	1873.193	43.468	43.468	43.468	45*45
-------	----------	---------	----------	----------	--------	--------	--------	-------

- **Poteau de rive A2**

La même procédure de prédimensionnement à été faite pour le poteau de rive

La portée de la poutre principale de $30 \times 50 = 3.15\text{m}$

La portée de la poutre secondaire de $30 \times 40 = 4.25\text{m}$

La Surface totale est $S = 13.387 \text{ m}^2$

Surface à calculer :

$$S = (3.15) \times (2.15 + 2.1) = 13.387\text{m}^2$$

Calcul des différents poids :

- **Poids de plancher**

Plancher terrasse accessible : $G_{pt} = 7.58 \times 13.387 = 101.473\text{KN}$

Plancher terrasse inaccessible : $G_{pt} = 7.14 \times 13.387 = 95.583\text{KN}$

Plancher courant : $G_{pc} = 7.99 \times 13.387 = 106.962\text{KN}$

Plancher de RDC : $G_{RDC} = 8.51 \times 13.387 = 113.923\text{KN}$

- **Poids des poutres**

Poutre principale : $G_{pp} = 0.30 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 11.812\text{KN}$

Poutre secondaire : $G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 4.25 \times 25 = 12.75\text{KN}$

- **Poids des poteaux**

$$G_{pot 6} = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutres} + 10\% P_1$$

$$\text{Avec } P_1 = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutres}$$

$$G_{pot 6} = 101.473 + 24.562 + 10\% (126.035) = 138.638\text{KN}$$

$$G_{pot 5} = G_{pot 4} = G_{pot 3} = G_{pot 2} = G_{pot 1} = G_{pot RDC} = 106.962 + 24.562 + 10\% (131.524) = 144.676\text{KN}$$

$$G_{pot s-sol} = 113.923 + 24.562 + 10\% (138.485) = 152.333\text{KN}$$

- **Charge d'exploitation**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Tableau II. 7: Dégression des surcharges des poteaux de rives

Niveau des planches	Q_i (KN/m ²)	Charge d'exploitation	Σ Charge d'exploitation
N9	Q_0	1	Q_0
N8	Q_1	1.5	Q
N7	Q_2	1.5	$0.90 Q$
N6	Q_3	1.5	$0.80 Q$
N5	Q_4	1.5	$0.70 Q$
N4	Q_5	1.5	$0.60 Q$
N3	Q_6	1.5	$0.50 Q$
N2	Q_7	1.5	$0.50 Q$
N1	Q_8	1.5	$0.50 Q$
N RDC	Q_9	1.5	$0.50 Q$

Tableau II. 8: Descente de charge du poteau de rive.

Niveau	G KN	Q KN	Gcum KN	Qcum KN
6eme	138.638	20.080	138.638	20.080
5eme	144.676	30.120	283.314	50.2
4eme	144.676	30.120	427.99	80.32
3eme	144.676	30.120	572.666	110.44
2eme	144.676	30.120	717.342	140.56
1 ^{er}	144.676	30.120	862.018	170.68
RDC	144.676	30.120	1006.694	200.8
S-Sol	152.333	75.301	1159.027	276.101

Tableau II. 9 : Dégression des surcharges des poteaux d'angle.

Niveau	N_G KN	N_Q KN	N_u KN	Br cm	a cm	b cm	$\sqrt{ab}$	axb cm
6eme	138.638	20.080	217.281	147.404	11.195	11.195	11.195	30*30
5eme	283.314	50.2	457.773	213.956	16.501	16.501	16.501	30*30
4eme	427.99	80.32	698.266	264.247	20.470	20.470	20.470	30*30
3eme	572.666	110.44	878.009	296.312	23.786	23.786	23.786	30*30
2eme	717.342	140.56	1179.251	343.402	26.694	26.694	26.694	30*30
1 ^{er}	862.018	170.68	1574.907	396.850	29.314	29.314	29.314	30*30
RDC	1006.694	200.8	1660.236	407.459	31.719	31.719	31.719	35*35
S-Sol	1159.027	276.101	1978.837	44.841	34.704	34.704	34.704	35*35

- **Poteau d'angle**

La même procédure de prédimensionnement à été faite pour le poteau de rive

La portée de la poutre principale de $30 \times 50 = 3.15\text{m}$

La portée de la poutre secondaire de $30 \times 40 = 2.15\text{m}$

La Surface totale est $S = 6.772 \text{ m}^2$

Surface à calculer :

$$S = (3.15) \times (2.15) = 6.772\text{m}^2$$

Calcul des différents poids :

- Poids de plancher**

Plancher terrasse accessible : $G_{pt} = 7.58 \times 6.772 = 51.331\text{KN}$

Plancher terrasse inaccessible : $G_{pt} = 7.14 \times 6.772 = 48.352\text{KN}$

Plancher courant : $G_{pc} = 5.59 \times 6.772 = 54.108\text{KN}$

Plancher de RDC : $G_{RDC} = 5.39 \times 6.772 = 52.629\text{KN}$

Poids des poutres

Poutre principale : $G_{pp} = 0.30 \times 0.50 \times 3.15 \times 25 = 11.8125 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 2.15 \times 25 = 6.45 \text{ KN}$

Poids des poteaux

$$G_{pot\ 6} = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutres} + 10\% P_1$$

$$\text{Avec } P_1 = \text{Poids dalles} + \text{Poids poutres}$$

$$G_{pot\ 6} = 51.331 + 18.262 + 10\% (69.593) = 76.552\text{KN}$$

$$G_{pot\ 5} = G_{pot\ 4} = G_{pot\ 3} = G_{pot\ 2} = G_{pot\ 1} = G_{pot\ RDC} = 48.352 + 18.262 + 10\% (66.614) = 73.275\text{KN}$$

$$G_{pot\ s-sol} = 57.629 + 18.262 + 10\% (75.891) = 83.480\text{KN}$$

- Charge d'exploitation**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traitée sur le tableau suivant :

Tableau II. 10 : Dégression des surcharges des poteaux d'angle.

Niveau des plancher	Q_i (KN/m^2)	Charge d'exploitation	$\sum$ Charge d'exploitation
N9	Q_0	1	Q_0
N8	Q_1	1.5	Q
N7	Q_2	1.5	$0.90 Q$
N6	Q_3	1.5	$0.80 Q$
N5	Q_4	1.5	$0.70 Q$
N4	Q_5	1.5	$0.60 Q$
N3	Q_6	1.5	$0.50 Q$

N2	Q ₇	1.5	0.50Q
N1	Q ₈	1.5	0.50Q
N RDC	Q ₉	1.5	0.50 Q

Tableau II. 11: Dégression des surcharges des poteaux d'angle.

Niveau	G KN	Q KN	Gcum KN	Qcum KN
6eme	76.552	10.158	76.552	10.158
5eme	73.275	15.237	149.827	25.395
4eme	73.275	15.237	223.102	40.632
3eme	73.275	15.237	296.377	55.869
2eme	73.275	15.237	369.652	71.106
1er	73.275	15.273	442.927	86.343
RDC	73.275	15.273	516.202	101.616
S-Sol	83.480	38.182	599.6	139.798

Tableau II. 12: Descente de charge du poteau d'angle.

Niveau	N _G KN	N _Q KN	N _u KN	Br cm	a cm	b cm	$\sqrt{ab}$	axb cm
6eme	76.552	10.158	118.582	78.26	8.84	8.354	8.354	30*30
5eme	149.827	25.395	240.358	155.034	12.454	12.260	12.260	30*30
4eme	223.102	40.632	362.135	239.009	15.194	15.194	15.194	30*30
3eme	296.377	55.869	483.912	318.905	17.64	17.64	17.64	30*30
2eme	369.652	71.106	605.689	399.754	19.79	19.79	19.79	30*30
1 ^{er}	442.927	86.343	727.465	480.126	22.18	22.18	22.18	30*30
RDC	516.202	101.616	849.296	560.535	23.51	23.51	23.51	30*30
S-Sol	599.6	139.798	1019.157	672.264	25.68	25.68	25.68	30*30

Tableau II.14: Choix des sections des poteaux d'angle.

- Choix final de la section des poteaux

Après les calculs et les vérifications on a adopté ce choix :

Tableau II. 13: Tableau récapitulatif de la section des poteaux.

Etage	Choix final du poteau centrale cm ²	Choix final du poteau de rive cm ²
6	30*30	30*30
5	30*30	30*30
4	30*30	30*30
3	35*35	35*35
2	35*35	35*35
1	40*40	40*40
RDC	45*45	45*45
S-Sol	45*45	45*45

III.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le pré dimensionnement des principaux éléments porteurs de la structure, à savoir les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

Cette étape nous a permis d'estimer des dimensions initiales qui seront affinées par la suite lors du calcul détaillé. Les choix ont été faits en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur, notamment le **BAEL 91 modifié 99**, le **RPA 2024** et le **CBA 93**, tout en cherchant un équilibre entre **sécurité, résistance** et **économie**.

Les valeurs des charges permanentes et d'exploitation ont été évaluées pour chaque type de plancher, selon leur usage. Les sections des éléments ont été ensuite vérifiées pour qu'elles respectent les critères imposés, surtout en zone sismique.

Cette étape de pré dimensionnement constitue ainsi une base solide pour passer à l'étude complète de la structure dans les chapitres suivants

CHAPITRE 03 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV. .FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des composants de construction qui n'apportent pas une contribution significative à la résistance aux charges horizontales. Par conséquent, ils peuvent être considérés comme des éléments secondaires, à condition que leur capacité à résister à ces charges soit négligeable.

Dans ce chapitre, nous nous focaliserons sur le calcul de quatre éléments spécifiques : l'acrotère, le balcon, les escaliers et le plancher en Corps Creux.

IV.2 - L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

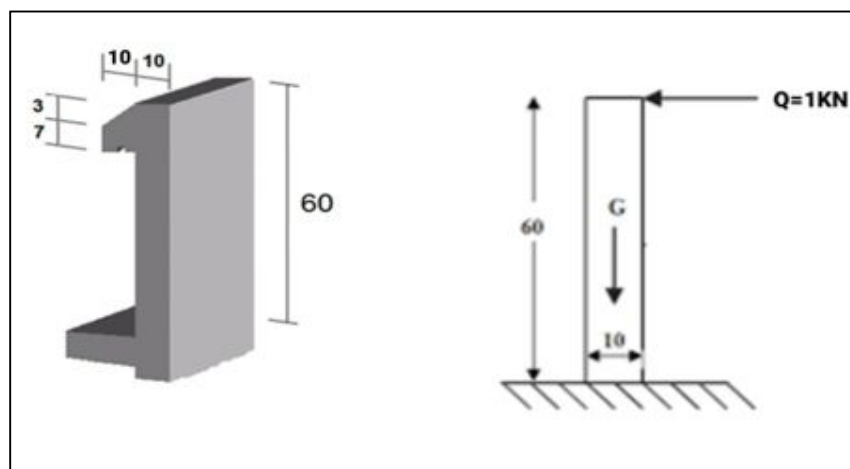


Figure III. 1: Acrotère.

IV.2.a Evaluation des charges :

- Charges permanentes : Le poids total de l'acrotère $G=2,5$ kN/m
- Charge d'exploitation : La charge d'exploitation de la main courante : $Q=1,0$ kN/m
- L'action des forces horizontales $Q_h; (F_p)$: D'après *RPA 99 version 2024*, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule $F_{pk} = (A.I.S).C_p. (1 + \frac{3h_z}{H}). W_p$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.3)).
 $A=0,3$ (zone VI)
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.11)).
 $I = 1$ (Groupe d'importance 2)
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)).
 $S=1,3$ (tableau (3.4) zone VI) (Site S_3)
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1)).
 $C_p=0,8$ (élément en consol).
- W_p : Poids de l'élément considère.
 $W_p=2,09$ kN/m
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.
 $H=21.76$ m
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.
 $h_z=21.76$ m

$$F_{pk} = (0,3 \times 1 \times 1,3) \times 0,8 \times (1 + \frac{3 \times 21.76}{21.76}) \times 2,09$$

$$F_{pk} = 2,60 \text{ kN/m}$$

$$Q = \max (F_p, 1,5Q) \Rightarrow Q = \max (2,60 ; 1,5 \times 1 = 1,5)$$

$$Q = 2,60 \text{ kN/m}$$

IV.3 Combinaison :

La détermination des efforts est montrée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 1: détermination des efforts à l'ELU et l'ELS

	L'ELU	L'ELS
L'effort normal de compression Nu (KN)	$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2,09$ $N_u = 2,82$	$N_s = G$ $N_s = 2,09$
Moment fléchissant Mu (KN.m)	$M_u = 1.5 \times Q \times h$ $= 1.5 \times 2,60 \times 0,6$ $M_u = 2,34$	$M_s = Q \times h = 2,60 \times 0,6$ $M_s = 1,56$
L'effort tranchant Vu (KN)	$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 2,60$ $V_u = 3,9$	$V_s = Q$ $V_s = 2,60$

IV.4 Ferraillage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=0,9h=9\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

IV.5 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité de 1^{er} ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} e_1 = \frac{2,34}{2,82} e_1 = 82 \text{ cm}$

$$\frac{h_0}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$$e_1 = 82 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c' = 3\text{cm} \rightarrow \text{La section partiellement comprimée}$$

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

IV.5.a Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h_0}{2} - c' \right) = 2,34 + 2,82 \left(\frac{10}{2} - 2 \right)$$

$$\checkmark M_f = 10,81\text{KNm}$$

IV.5.b Calcul des armatures

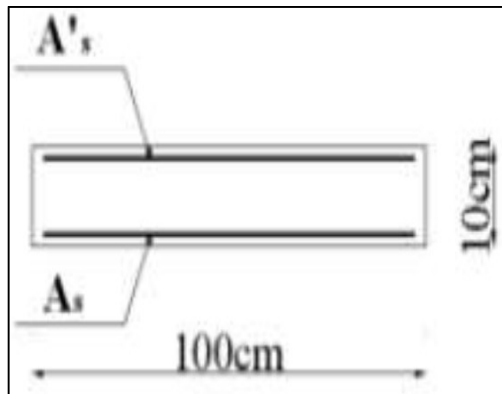
- $\mu = \frac{Mf}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.81 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} = 0,094 < \mu_R$
 - $As' = 0$ Les armatures comprimé et ont pas nécessaires.
 - $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\alpha}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$
 - $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0,026) = 89,06 \text{ mm}$
 - $As = \frac{Mf}{Z\sigma_{bc}} = \frac{2,43 \times 10^6}{89,06 \times 435} = 62,72 \text{ mm}^2$
 - $As_1 = A's = 0 \text{ cm}^2$
 - $As_2 = As_f - \frac{Nu}{\sigma_s} = 62,72 - \frac{2,82 \times 10^3}{500/1,15} = 56,23 \text{ mm}^2 = 0,56 \text{ cm}^2$
- ✓ Vérification de la section d'acier

Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)[2]

$$A_{min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 f_{c28}) = 0,6 + (0,06 \times 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{500} = 0,86 \text{ cm}^2$$



$A_{min} = 0,86 \text{ cm}^2 > As = 0,56 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée,
donc on prend :

$$A = A_{min} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec 4T8

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm .}$$

III.1.4.5 Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales

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

On choisit **3T8** avec un espacement **St= 20 cm**.

✓ Vérification à l'ELS:

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

✓ **Vérification des contraintes :**

Tableau III. 2 Vérification des contraintes du béton.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	σ_{bc} $\leq \overline{\sigma_{bc}}$
1,56	2,01	1,71	15	Vérifiée

✓ Vérification des contraintes d'aciers :

Tableau III. 3 Vérification des contraintes d'aciers.

Acier	Mser (KN.m)	As (cm ²)	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_s $\leq \overline{\sigma_s}$
Tendu	1,56	2,01	12,9	250	Vérifiée
Comprimé	1,56	2,01	87,1	250	Vérifiée

✓ Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,91 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,043 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

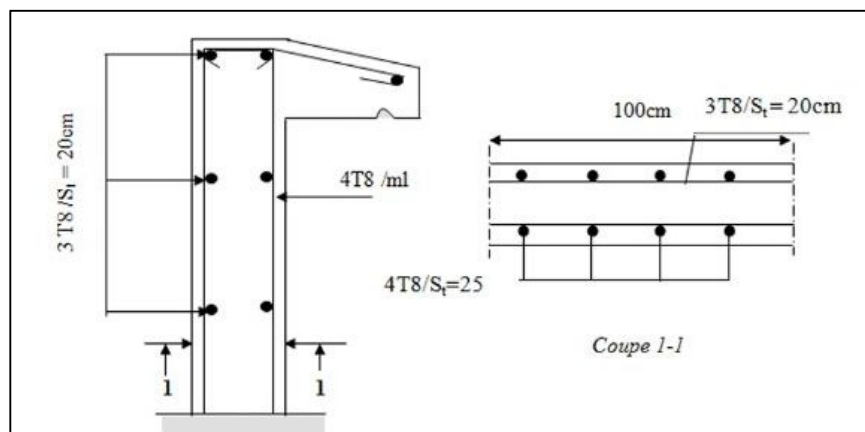


Figure III. 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.6 Les Escaliers :

IV.6.a Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre en montant et descendant.

IV.6.b Définition des éléments d'un escalier :

- La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.
- L'emmarchement : est la longueur d'une marche.
- La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

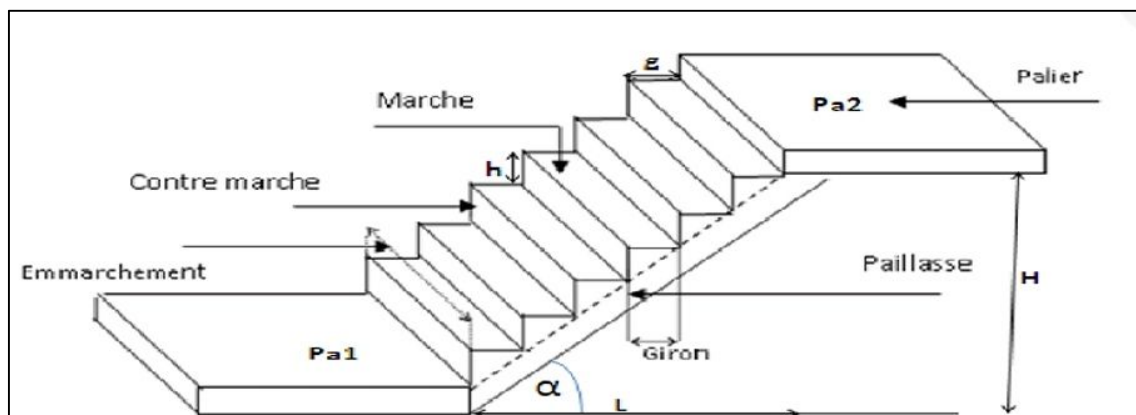


Figure III. 3 : Elément d'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir selon la formule de Blondel :

$$54\text{cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

IV.7 Calcul de ferrailage :

- Volée 1 et 2 :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h + g = 64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$

- $N \times h = H \dots\dots\dots (2)$

- $(n-1) g = L \dots\dots\dots (3)$

Avec :

- n : Le nombre des contre marches.

- $(n-1)$: Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

n : La racine del'équation

Les valeurs de H et L

$$H = 153\text{cm} ; L = 336\text{cm}$$

$$64n^2 - 610n + 360 = 0$$

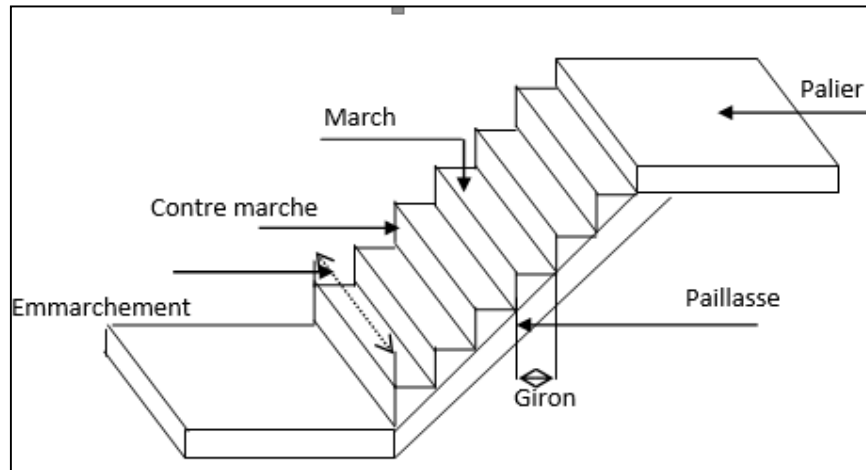


Figure III. 4: Eléments d'un escalier

- Solution :**

$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots$ refusée.

$n_2 = 10$

Donc on prend :

Le nombre de contre marche $\dots \dots \dots n = 10$

Le nombre des marches $\dots \dots \dots n - 1 = 9$

- L'épaisseur de la paillasse :**

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

$$l = 1.20 + 1.20 + \sqrt{1.53^2 + 3.36^2} = 6.09\text{m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15\text{cm}$

- Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{3.36} = 0.45 \rightarrow \alpha = 32.21^\circ$$

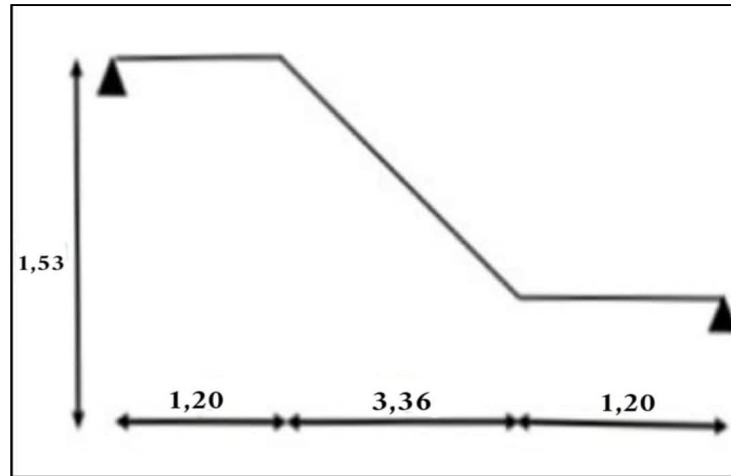


Figure III. 5: Schéma statique de volée.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{10} = 0.153m = 15cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{3.36}{9} = 0.37m = 37cm$$

✓ Vérification de l'équation de < BLONDEL >

$$\begin{array}{lcl} 59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm} & & 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ 16 < h < 18 \text{ cm} & \Rightarrow & h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV & & \end{array}$$

IV.7.a Evaluation des charges

➤ Palier :

- Charges permanentes :

Tableau III. 4: Charges Permanentes du Palier.

Matière	Épaisseur (cm)	$\rho(KN/m^2)$	$\rho(KN/m^2)$
1- carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4

3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	15	25	3,75
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
		$\Sigma = G$	5.45kN/m ²

Charge d'exploitation : $Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

➤ **Paillasse :**

• **Charge permanentes :**

Poids propre de la paillasse $= \left(\frac{25 \times 0.15}{\cos 32.21} \right) = 4.43 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la marche $= \left(\frac{25 \times 0.17}{2} \right) = 2,12 \text{ kN/m}^2$.

Tableau III. 5: Charges Permanentes de la Paillasse.

Matière	Épaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^2)$	$\rho(\text{KN/m}^2)$
1- carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Enduit en ciment	2	18	0,36
5-Poids propre de la paillasse	-	-	4.43
6- Poids propre de la marche	-	-	2,12
7- Poids propre du Gardecorps	2	-	0,6
		$\Sigma = G$	8.85kN/m ²

• **Charge d'exploitation**

: $Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

À l'E.L.U : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

À l'E.L.S : $q_{\text{ser}} = G + Q$

- Evaluation des charges :

Tableau III. 6: Résultats d'évaluation des charges d'escalier.

Le paillasse (Q1)					Le palier (Q2)		
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
8.85	2,5	15.69	11.35	5.45	2,5	11.10	7.95

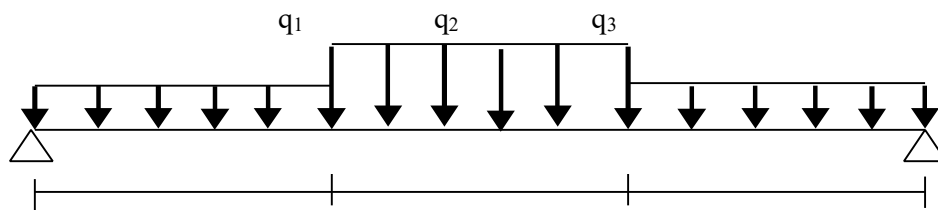


Figure.III.5: schéma statique de l'escalier.

On a :

$$L_1=1,20\text{m}$$

$$L_2=3.36 \text{ m} , \quad L_3=1,20\text{m}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} ; f_{bc}=17.7\text{Mpa} ; f_{t28} = 2.1\text{Mpa}, \gamma_b = 1.2 ,$$

$$d = 0.9h = 13.5 ; \gamma_s=1 ; f_e=500\text{Mpa}$$

✓ **L'ELU:**

Diagramme des forts internes :

- Effort tranchant :

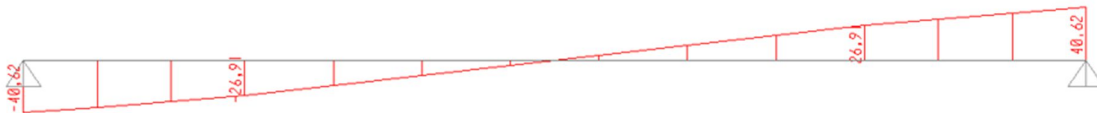


Figure II. 8 Diagramme des efforts tranchants

- Moment fléchissant :



Figure II. 9:Digrammes des Moments fléchissant

$$T_{max} = 40,62 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 62,66 \text{ KN.m}$$

✓ *L'ELS:*

Diagramme des efforts internes :

- Effort tranchant :

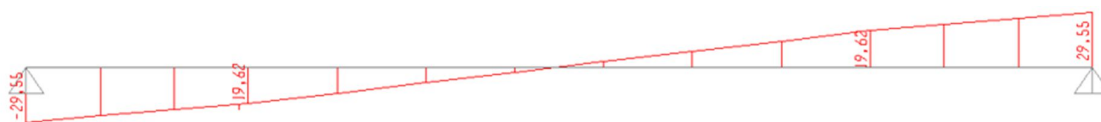


Figure II. 10:Digrammes des efforts tranchants

- Moment fléchissant :



Figure II. 11:Digrammes des Moments fléchissant

$$T_{max} = 29,55 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 45,65 \text{ KN.m}$$

✓ Selon le règlement :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, on porte une correction pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Puisque les appuis sont partiellement en castrés donc on doit corriger les moments obtenus

$$\begin{cases} Mt = 0,85M_0 \\ Ma = 0,5M_0 \end{cases}$$

Tableau III. 7: Moment en travée et appui et Effort Tranchant.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	40,62	$0,85 \times 62,66 = 53,261$	$0,5 \times 62,66 = 31,33$
ELS	29,55	$0,85 \times 45,65 = 38,802$	$0,5 \times 45,65 = 22,825$

IV.8 ferraillage:

- **En appui**

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

$M_u = 31,33 \text{ N.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 17,7 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $h = 15 \text{ cm}$; $e = 2,5 \text{ cm}$.

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,33 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17,7} = 0,097 < \mu_R = 0,371$$

La condition est vérifiée donc on a les armatures tendues seulement.

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,097}}{0,8} = 0,127$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 135(1 - 0,4 \times 0,127) = 128,142 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{31,33 \times 10^6}{128,142 \times \frac{500}{1}} = 4,88 \text{ cm}^2$$

Choix de la barre : 10T8 = 5,03 cm²

- **En travée :**

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

$M_u = 53,26 \text{ kN.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 17,7 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $h = 15 \text{ cm}$; $e = 2,5 \text{ cm}$.

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53,26 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17,7} = 0,165 < \mu_R = 0,371$$

La condition est vérifiée donc on a les armatures tendues seulement.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,165}}{0.8} = 0,226$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135(1 - 0,4 \times 0,226) = 122,796\text{mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{53,26 \times 10^6}{122,79 \times \frac{500}{1}} = 8,67\text{cm}^2$$

Choix de la barre : 8T12 = 9,05 cm²

Tableau III. 8 Ferrailage de l'escalier.

	M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Appui	31,33	0,097	Oui	0	0,127	128,142	4,88	10T8	5,03
Travée	53,26	0,165	Oui	0	0,226	122,796	8,67	8T12	9,05

- **Armateur de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$$

En travée :

$$\frac{9,05}{4} < A_r < \frac{9,05}{2} \Rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 4,52 \text{ cm}^2$$

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

En appui :

$$\frac{5,03}{4} < A_r < \frac{5,03}{2} \Rightarrow 1,25 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,51 \text{ cm}^2$$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec St = 25cm

✓ **Vérification :**

- **Condition non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{500} = 1,3 \text{ cm}^2$$

En travée : A_s = 9,05 cm² ≥ A_{s min} = 1,3 cm² ... **Condition Vérifié**

Sur appui : A_s = 5,03 cm² ≥ A_{s min} = 1,3 cm²... **Condition Vérifié**

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : τ_u < τ_u

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = ; 5\text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{29,55 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,218 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 29,55 - \frac{53,26}{0,9 \times 0,135} = -40,88 \text{ KN} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{29,55 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,218 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification à L'ELS :**

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

- **Vérification des contraintes du béton:**

Tableau III. 9Vérification l'Els.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Appuis	2,01	5,03	12,27	15	Vérifiée
Travée	3,14	9,05	11,80	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{5,76} = 0,026 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,03}{100 \times 13,5} = 0,0037 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{5,76} = 0,026 < \frac{9,05}{10 \times 62,66} = 0,014 \dots \text{C.V}$$

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

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$ avec :

$$\left\{ f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} ; \bar{f} = \frac{L}{500} \right\}$$

• **Moment d'inertie fictive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \text{ Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As'(\frac{h}{2} - d)^2 + 15As(\frac{h}{2} - d)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} ; \lambda_v = \frac{0,02ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \mu = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}} ; \delta = \frac{As}{b_0d} ; \sigma_s = \frac{M_{ser}}{As d} \end{array} \right.$$

• **Calcul les modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III. 10 : les modules de déformation

δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$	f_i (cm)	f_v (cm)
0,0037	148,64	5,67	2,27	0,925	1880,06	3311,6 8	6671,718	1,97	3,97

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 3,97 - 1,97 = 2 \text{ mm} \leq \bar{f} = L/500 = 5760/500 = 11,52 \text{ mm}$$

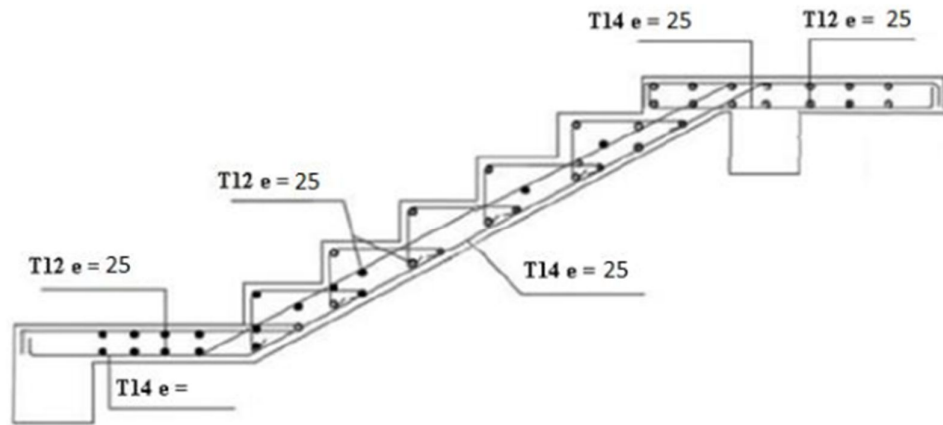


Figure.III.6: schéma de ferrailage statique de l'escalier

IV.9 Plancher :

IV.9.a Introduction :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (20+5) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 20 cm.
- Une dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites

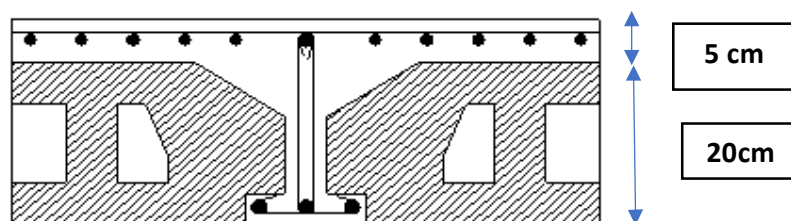


Figure III.7: Coupe du plancher à corps creux

IV.9.b Méthode de calcul :

Étant donné que les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leur analyse se fera selon l'une des méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot
- L'utilisation de logiciel ETABS 18.1.1, base sur la théorie des éléments finis.

IV.9.c Les différents types de poutrelles :

On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

Type : poutrelles à 4 travées.

➤ Calcul des poutrelles :

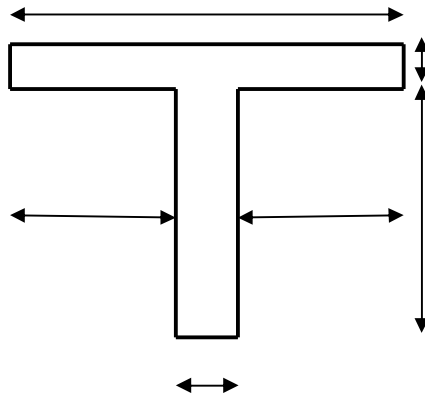
Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{max} = 4,60m$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. Pour notre ouvrage on a un seul types de poutrelle:

• Dimensions des poutrelles :

On a: $h_t = 25cm$, avec $h_0 = 5cm$, $h = 16cm$

On a: $b_0 = 12 cm$, $b = 65cm$

$c = (b - b_0)/2 = 26,5cm$



• Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.
- **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression
- Poutrelle de travée $L = 4,60m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q = 1 kN/m^2$

➤ Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

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

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,25 \times 14 = 2,27 \text{ kN/ml}$

$G = 2,42 \text{ kN/ml}$

- **Charges d'exploitation :**

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

- **Combinaison des charges :**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 4,24 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 3,07 \text{ kN/ml}$

- **Calcul des Moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,24 \times 4,60^2}{8} = 11,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{3,07 \times 4,60^2}{8} = 8,12 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

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

$M_u = 24,62 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 7.150 > \mu_r = 0,371 \quad \rightarrow A's \neq 0$$

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

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

2^{ème} étape :

Après le coulage de la table de compression

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

-Evaluation des charges et surcharges :**Tableau III. 11 : Évaluation des charges.**

	Charge permanentes (kN/ml)	charges d'exploitation (kN/ml)
Plancher terrasse	$G=7.58 \times 0,65=4,92$	$Q=1 \times 0,65 =0,65$
Plancher courant	$G=5.59 \times 0,65=3.63$	$Q=1,5 \times 0,65=0,975$

- **Combinaison des charges :**

Tableau III. 12: Combinaison des charges.

	E.L.U (kN/ml)	E.L.S(kN/ml)
Plancher terrasse	$q_u=1,35G+1,5Q=7,61$	$q_{ser}=G+Q=5,57$
Plancher courant	$q_u=1,35G+1,5Q=6.36$	$q_{ser}=G+Q=7.33$

➤ **Conclusion :**

- Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes, les poutrelles sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de Caquot.**

➤ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration est peu nuisible.

❖ Exposé de la méthode :

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

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

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée d'extrémité} \end{cases}$$

Avec :

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

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

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

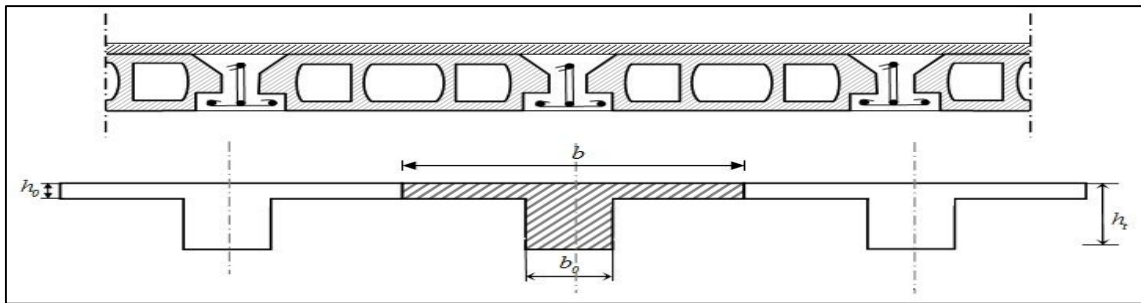


Figure III. 6: schéma statique de la poutrelle.

• **Moment sur appuis :**

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

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

• **Condition1 :**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au Plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m² $Q \leq \max \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$

Terrasse :

$$Q = 0.65 \text{ kN/m}^2 < \max \{2 \times 4.34 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

$$Q = 0.65 \text{ kN/m}^2 < \max \{8.68 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \dots\dots\dots \rightarrow \text{cv}$$

• **Condition 2 :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes Travées → cv

• **Condition 3 :**

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

$$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25 \quad \rightarrow \quad 0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25$$

$$\rightarrow 0,8 < \frac{4,60}{4,50} = 1.02 < 0,97 \text{ c.v}$$

$$\rightarrow 0,8 < \frac{4,50}{4,30} = 1.04 < 0,97 \text{ c.v}$$

$$\rightarrow 0,8 < \frac{4,30}{3,50} = 1.22 < 0,97 \text{ c.v}$$

• **Condition 4 :**

La fissuration est non préjudiciable → cv

→ La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

• **Calcul des efforts internes :**

$$q_u = 7,59 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 5,51 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{q}{G+Q} = \frac{0,65}{0,65+4,34} = 0,130$$

• **La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :**

➤ **Travée A-B :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.59 \times 4.60^2}{8} = 20.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{5,51 \times 4,60^2}{8} = 14,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_u} \geq 21.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 16.31 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 20.07 \text{ kN.m}$$

➤ **Travée B-C :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.59 \times 4,50^2}{8} = 19,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4,99 \times 3,75^2}{8} = 13.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_u} \geq 20.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 15.60 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 19.21 \text{ kN.m}$$

➤ **Travée C-D :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.59 \times 4,30^2}{8} = 17,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4,99 \times 4.30^2}{8} = 11,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_u} \geq 21.50$$

$$M_{t_{ser}} \geq 12.90 \text{ kNm}$$

$$M_0 = 17.54 \text{ kN.m}$$

➤ **Travée D-E :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.59 \times 3,50^2}{8} = 11,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4,99 \times 3,50^2}{8} = 7,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_u} \geq 13.00 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{ser}} \geq 8.55 \text{ kN.m}$$

.

$$M_0 = 11.62 \text{ kN.m}$$

- **Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite :**

➤ **Travée A-B :**

$$M_w = 0,2M_0 = 0,2 \times 20.07 = 5.21 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,5M_0 = 0,5 \times 20.07 = 10.03 \text{ kNm}$$

➤ **Travée B-C:**

$$M_w = 0,5M_0 = 0,5 \times 19.21 = 9.60 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,4M_0 = 0,4 \times 19.21 = 7.68 \text{ kNm}$$

➤ **Travée C-D:**

$$M_w = 0,4M_0 = 0,4 \times 17.54 = 7.01 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,4M_0 = 0,4 \times 17.54 = 7.01 \text{ kNm}$$

Travée D-E:

$$M_w = 0,4M_0 = 0,4 \times 11.62 = 4.64 \text{ kNm}$$

$$M_e = 0,4M_0 = 0,4 \times 11.62 = 4.64 \text{ kNm}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = 2 \frac{(M_w + M_t)}{a}$$

$$T_e = 2 \frac{(M_e + M_t)}{b}$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_e + M_t)/(M_w + M_t)}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_w + M_t)/(M_e + M_t)}}$$

• **A L'ELU :**

Tableau III. 13: Moment sur appuis et en travées et effort tranchant.

Travée	L(m)	M ₀ (KN.M)	M _w (KN.M)	M _e (KN.M)	M _t (KN.M)	V _w (KN.M)	V _e (KN.M)
A-B	4.60	20.07	5.21	10.03	21.07	23.89	26.02
B-C	4.50	19.21	9.60	7.68	20.17	26.11	25.52
C-D	4.30	17.54	7.01	7.01	21.50	26.52	26.52
D-E	3.50	11.62	4.64	4.64	13	20.16	20.16

- **A L'ELS :**

Tableau III. 14: : Moment sur appuis et en travées et effort tranchant.

Travée	L(m)	$M_0(KN.M)$	$M_w(KN.M)$	$M_e(KN.M)$	$M_t(KN.M)$	$V_w(KN.M)$	$V_e(KN.M)$
A-B	4.60	14.57	23.89	26.02	16.31	23.89	26.02
B-C	4.50	13.94	26.11	25.20	15.60	26.11	25.20
C-D	4.30	11.53	26.52	26.52	12.90	26.52	26.52
D-E	3.50	7.64	20.16	20.16	8.55	20.16	20.16

- **Calcul du ferrailage :**

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

✓ **E.L.U :**

$$M_{tu}^{max}=21.50kNm$$

$$M_{au}^{max}=10.03kNm$$

$$T_u^{max}=26.52kN$$

✓ **E.L.S :**

$$M_{tser}^{max}=16.31kNm$$

$$M_{aser}^{max}=26.52kN$$

- **Ferrailage en travée :**

$h=25cm$; $h_0=5cm$; $b=65cm$; $b_0=12cm$; $d=0,9*h=22.5cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $f_e=500MPa$;
 $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$

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

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 92.10 \text{ kN.m}$$

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

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

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

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

Tableau III. 15: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
21.50	0,046	Oui	0	0,058	219.78	Oui	348	2.34

- Condition de non fragilité :**

$$A_s = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{2.34 \text{ cm}^2; 1.41 \text{ cm}^2\} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2.36 \text{ cm}^2$)

- Ferrailage sur appuis :**

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

Tableau III. 16: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
10.03	0,021	Oui	0	0,026	222.66	Oui	348	1.08

- Condition de non fragilité :**

$$A_s = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1.08 \text{ cm}^2; 2.6 \text{ cm}^2\} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s=3.08 \text{ cm}^2$)

Tableau III. 17: Récapitulation du choix final de la section d'armature.

	As calculé	As choisis
Travée	2,36	3T10
Appuis	3.08	2T14

✓ **Vérifications à l'ELU :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant la vérification de cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable.

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{bd} = \frac{26.52 \times 10^3}{650 \times 225} = 0.181 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification a ELS :**

La fissuration est considéré peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissure est-elle se limite à celle concernant de compression de béton

✓ **Vérification de contrainte du béton**

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

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Détermination dès l'axe neutre :**

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

Avec $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2,5\text{cm}$

Y=est la solution de l'équation de deuxième degré suivant puis on calcule le moment d'inertie

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

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

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] \end{cases}$$

Tableau III. 18: Tableau récapitulatif pour la vérification a l'ELS.

	Mser (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	Obs
Travée	16.31	2.36	0	4,02	9245,63	1,61	Vérifie
Appuis	26.52	3.08	0	5,16	16195,85	4,84	Vérifie

✓ **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions sont vérifiées :

Les conditions ont vérifié :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec $h=25\text{cm}$, $b_0=12\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $l=5,75\text{m}$; $M_{tser} = 16.31\text{kN.m}$; $M_0=20.07\text{kN.m}$; $f_e=500\text{MPa}$

Alors

$$\frac{h}{L} = 0,0434 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0,01 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0434 > 0,069 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La dernière condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

F_i : la flèche due aux charges instantanée.

F_v : la flèche due aux charges de long durée.

$$L = 5,76 \text{ m}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,68 \text{ cm} \quad / \quad (L > 5 \text{ m})$$

- **Position de l'axe neutre « y_1 » :**

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

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

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

- **-Calcul des moments d'inerties fictifs :**

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

-Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 19: Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	Y_1 (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
16.31	2,36	0,010	7,2	139,87	2,1	0,84	0,43	23388,4	0.19	0.46

- Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 MPa$$

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 0,46 - 0,19 = 0,27 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5760}{500} = 11,52 \text{ mm}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

Selon [1] :

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

Selon [2] :

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

Avec :

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

$\varnothing_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t \leq \text{Min}(0,60 \text{ cm}; 1,0 \text{ cm}; 6,5 \text{ cm}) = 0,60 \text{ cm}$$

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

Donc :

- Selon [1] :

$$\begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 4,23.10^{-2} cm \\ \bullet S_t \leq 16,2 cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2.10^{-2} cm \end{cases}$$

- Selon [2] :

$$\begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5 cm \dots \dots \dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10 cm \dots \dots \dots \text{Zonecourante} \end{cases}$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2 \text{ T6} = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5 cm \dots \dots \dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10 cm \dots \dots \dots \text{Zonecourante} \end{cases}$$

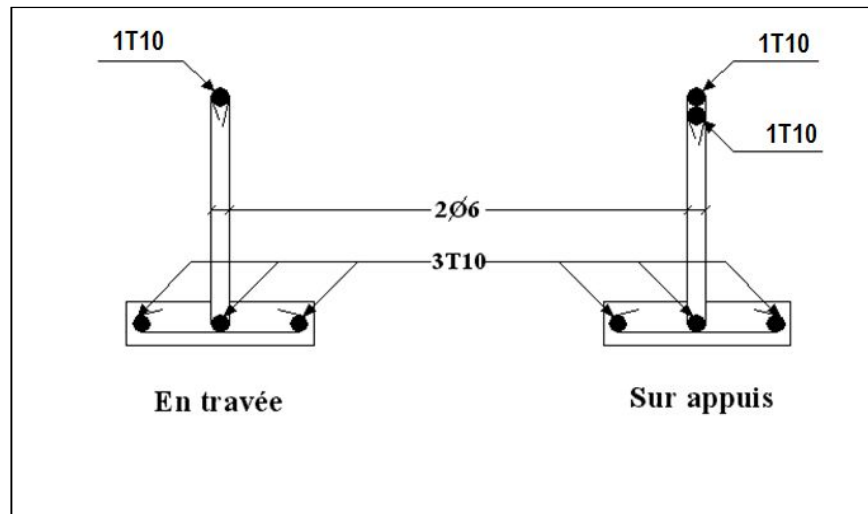


Figure III. 7: ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis.

- **Ferrailage de la dalle de compression :**

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

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

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

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

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

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

Donc nous obtenons : $A_1=0,65\text{cm}^2/\text{ml}$

Nous prenons : $7T6=1,98\text{cm} S_t = \frac{100}{10} = 15\text{cm}$

• **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 1,41\text{cm}^2$$

Soit : $7T6=1,98\text{cm}^2 \rightarrow S_t=15\text{cm}$

➤ **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adoptons un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 15cm suivant les deux sens.

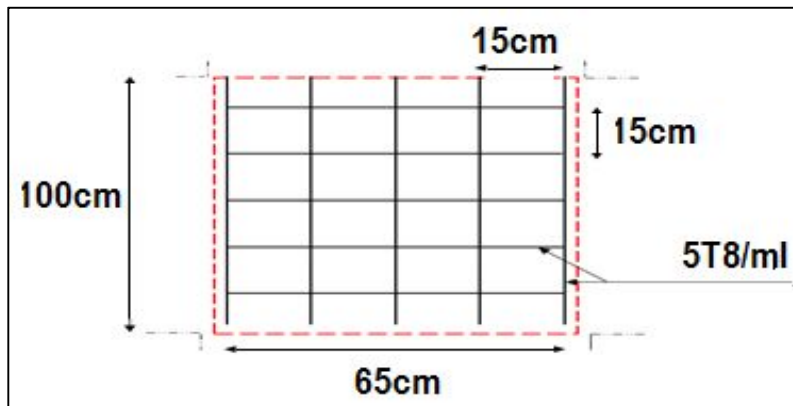


Figure III. 8 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

**CHAPITRE IV :
ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE
SISMIQUE**

V. ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

V.1 Introduction :

Les tremblements de terre pouvant survenir à tout moment et engendrer d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et réalisées de manière à résister efficacement aux secousse sismique.

Il est donc indispensable de suivre rigoureusement les recommandations des règlements parasismiques afin de garantir une construction sûre et conforme aux exigences de sécurité.

Ce chapitre a pour objectif de définir un modèle structurel respectant les conditions et les critères imposés par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 / version 2024**.

La modélisation de la structure étudiée a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 18.2.2**, un outil puissant de calcul et d'analyse des structures utilisé dans le domaine du génie civil.

V.2 Etude sismique :

Pour mener une analyse dynamique, il est impératif de commencer par élaborer un modèle de calcul représentant la structure concernée. Ce modèle est ensuite intégré dans un programme de calcul dynamique pour déterminer les modes propres de vibration et les forces générées par l'activité sismique.

➤ Modélisation de rigidité :

Le processus de modélisation de la rigidité des éléments constituant le contreventement se s'effectue comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a ont été modélisé par un élément linéaire de type poutre (Frame) à deux nœuds et chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- Tous les planchers sont considérés comme rigides dans leur plan, via une contrainte de type **diaphragme rigide**.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

➤ **Modélisation de la masse :**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2024 avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir **25 KN/m³**.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La **masse volumique** adoptée pour les poteaux et les poutres est celle du béton, soit **25 KN/m³**.

V.3 Généralité sur le logiciel ETABS-20:

Le logiciel ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) est un outil complet de modélisation, calcul et dimensionnement des structures, couramment utilisé dans le domaine du génie civil, en particulier pour les bâtiments.

Il permet la saisie graphique des éléments de la structure, dispose d'une bibliothèque d'éléments adaptée aux comportements structurels réels, et offre une large palette d'analyses, tant statiques que dynamiques.

Les principales fonctionnalités comprennent :

- Le calcul des efforts internes (N, V, M) ;
- La visualisation des déformations, des modes de vibration, des champs de contraintes ;
- La vérification et le dimensionnement des structures en béton armé et charpente métallique.

V.3.a Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2024**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

➤ **Méthode statique équivalente :**

a) Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'applications :

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

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7(RPA 2024), avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI) ;
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau(4.1).

Tableau IV. 1 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente.

Zone sismique	Groupe d'importance				
		1A	1B	2	3
I et II		(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV		≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI		≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Note: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre structure, car bien que sa hauteur soit inférieure à 32 mètres, elle présente une irrégularité en plan qui ne respecte pas les conditions de régularité exigées par le RPA99 / version 2024.

Par conséquent, nous avons opté pour la méthode d'analyse modale spectrale pour mener l'analyse sismique du bâtiment.

➤ **La méthode modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s} \dots\dots (4-10) [1].$$

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

b) Analyse spectrale :**➤ Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul type1 appliquée aux zone (IV, V, VI) suivant :

$$\frac{S_{ad}(T)}{g} = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5 \cdot Q_e}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2.5 \cdot Q_e}{R} \right] & \text{si } T_1 < T \leq T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2.5 \cdot Q_e}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) \right] & \text{si } T_2 < T \leq T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2.5 \cdot Q_e}{R} \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) \right] & \text{si } T_3 < T \leq 4 \text{ s} \end{cases}$$

Où :

- $\frac{S_{ae}}{g}(T)$: 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 de classe S, pour la période de retour de non effondrement 7,475 ans. (cf. Tableau (3.3) [1] ;
- 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 constante ;
- T_3 : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;
- I : Coefficient d'importance ;
- S: coefficient de site ;
- R: coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.18));

- Q_F : facteur de qualité (cf. § 3.19) [1]

Nota: Ces valeurs du spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à (0.24.1).

Tableau IV. 2 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre Type 1(Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S ₁	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S ₂	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S ₃	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S ₄	1.35	0.15	0.70	2.0

Dans notre Cas :

Site meuble Catégorie S3 $\longrightarrow T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.6 \text{ s} ; T_3 = 2.0 \text{ s}$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où :

- $\xi = 7\%$;
- $\sqrt{\eta} = \frac{7}{7 + (2 + \xi)} = 0,8819$.

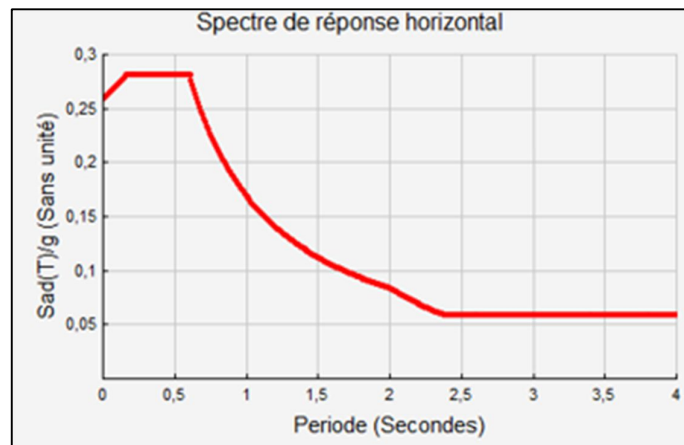


Figure IV. 1: Représentation graphique du Spectre de réponse .

➤ Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par les " **RPA99 version 2024** " est relative à la résultante des forces sismiques. En effet 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 déterminer par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t < 0,8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($0.8V / V_t$)

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

- $\frac{S_{ae}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf.§3.3.3) pour la période T_0 ;
- T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf.§4.2.4).
- λ : Coefficient de correction ;

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: si T_0 \leq (2T_0) \\ 1, Autrement \end{cases}$$

- W : Poids total de la structure :

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

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

$$\psi = 0,3(\text{Tableau 4.2}) [1] \rightarrow (\text{usage habitation}).$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2024 sont :

$$T = \min (C_T \cdot (h_N)^{3/4})$$

$$C_T = 0.05$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (R.P.A99).

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

$$h_N = 21.76 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(21.76)^{3/4} = 0,503s ; \text{ dans les deux directions.}$$

➤ **Coefficient de comportement R :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (3.18) de RPA 99 V2024 en fonction du système de contreventement.

On a choisi un $R = 4.5$ (Système à Contreventement mixte, équivalent à des voiles)

➤ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q_F = \sum_{q=1}^{q=i} p_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4.1 (RPA 99/version 2024).

Tableau IV. 3:Pénalité correspondant au critère de qualité.

Catégories	Critère q	Observé	Pénalité x-x	Pénalité y-y
(b)	1-Régularité en plan	Non	0,05	0,05
	2-Régularité en élévation	Non	0,02	0,02
	3-Redondance en plan	Non	0,05	0,05

- $Q_{F/xx} = 1 + (0.05+0.2+0.05) = 1,3.$
- $Q_{F/yy} = 1 + 0.05+0.2+0.05) = 1,3.$

V.4 Résultats de l'analyse sismique :

V.4.a Modèle initial :

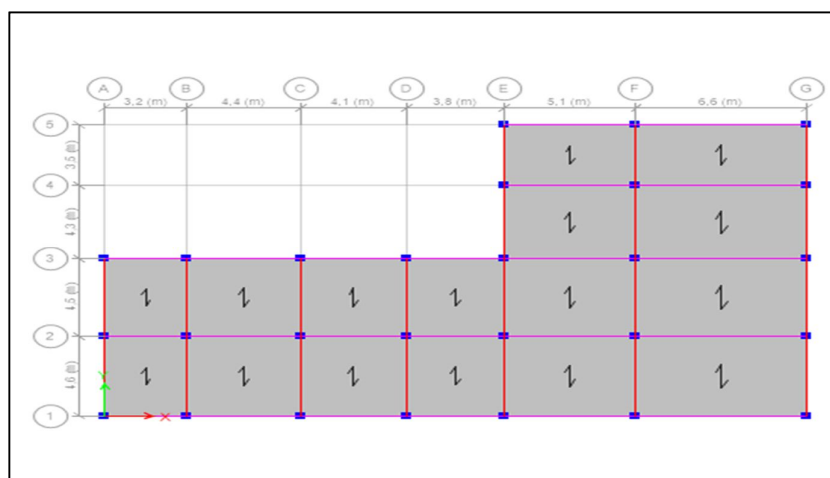


Figure IV.2 : Vue en plan de RDC.

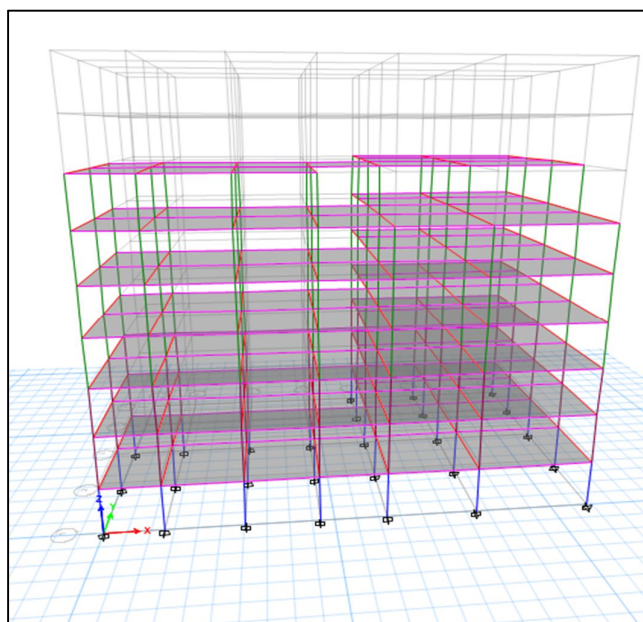


Figure IV.3: vue en 3D

➤ **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

- Une période fondamentale :
- $T_f = 1.251 \text{ s} > 1.3 T_f(\text{RPA}) = 0,654 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6ème mode.

Tableau IV. 4: Participation massique du modèle initial.

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,251	0,0017	0,8605	0	0,0017	0,8605	0
2	1,119	0,412	0,0179	0	0,4138	0,8784	0
3	1,053	0,4664	0,0047	0	0,8801	0,8831	0
4	0,424	0,0003	0,0876	0	0,8804	0,9707	0
5	0,38	0,0614	0,0026	0	0,9417	0,9732	0
6	0,364	0,0341	0,0018	0	0,9758	0,9751	0
7	0,25	$2,98 \times 10^{-5}$	0,0158	0	0,9758	0,9909	0
8	0,226	0,0164	0,0002	0	0,9922	0,9911	0
9	0,217	0,0008	0,0015	0	0,9931	0,9925	0
10	0,173	988×10^{-7}	0,0036	0	0,9931	0,9962	0
11	0,158	0,0038	$3,06 \times 10^{-6}$	0	0,9969	0,9962	0
12	0,148	$4,92 \times 10^{-6}$	0,0077	0	0,9969	0,9969	0

- Le 1^{er} mode est un mode de Translation /yy.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Pour éviter le mode de torsion, on doit rigidifier la structure. Le « RPA99 version 2024 » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

2^{ème} Modèle :

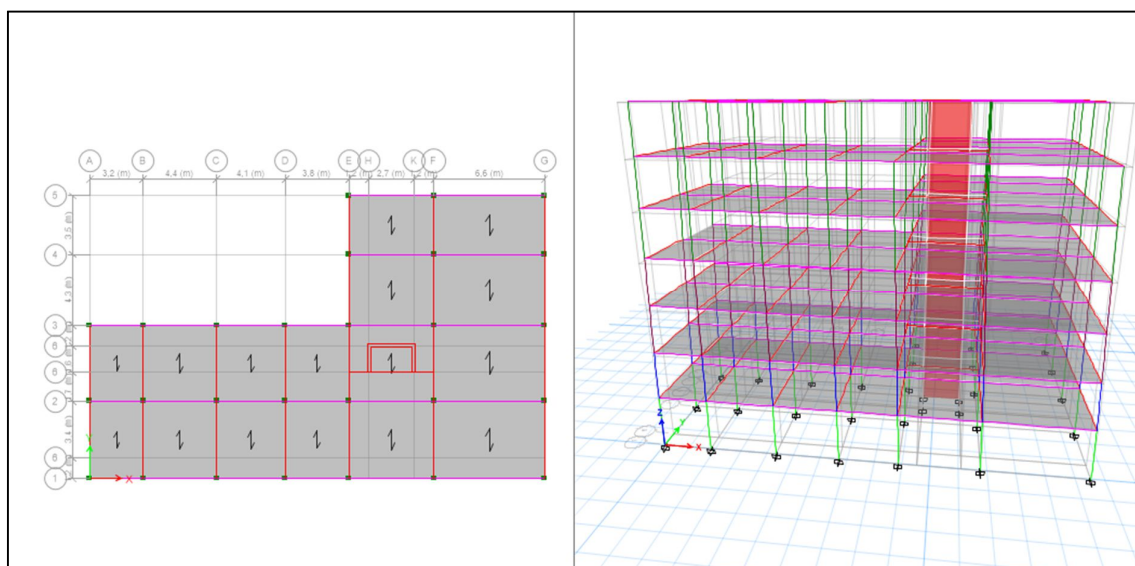


Figure IV. 1: vue en 3D

➤ **Caractéristiques dynamique propres du deuxième modèle :**

- Une période fondamentale :
- $T_f = 1,016s > 1.3 T_f(RPA) = 0,654 s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11ème mode.

Tableau IV. 5: Participation massique du modèle deux.

Mode	Période(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,016	0,0015	0,4985	0	0,0015	0,4985	0
2	0,963	0,0026	0,2284	0	0,004	0,7268	0
3	0,738	0,7115	0,000008986	0	0,7155	0,7268	0
4	0,351	0,0018	0,0146	0	0,7173	0,7415	0
5	0,291	0,0004	0,1356	0	0,7176	0,8771	0

6	0,205	0,0402	0,003	0	0,7578	0,8802	0
7	0,204	0,1375	0,0005	0	0,8953	0,8806	0
8	0,145	0,0009	0,002	0	0,8962	0,8826	0
9	0,133	0,0002	0,0573	0	0,8964	0,9399	0
10	0,111	0,0002	0,0009	0	0,8966	0,9408	0
11	0,099	0,0593	0,00002178	0	0,9559	0,9408	0
12	0,089	0,0003	0,0008	0	0,9562	0,9416	0

-Le 1^{er} mode est un mode de rotation.

- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.

- Le 3^{ème} mode est un mode de Translation /xx.

Remarque : Après plusieurs tentatives de modélisation de cette structure, nous n'avons pas parvenu à trouver un modèle qui peut vérifier toutes les conditions. Suite à cela nous avons procédé à une modification des dimensions des poteaux (voir tableau IV. 4), et ajout de voiles.

Tableau IV. 6: Dimensions des poteaux adopté.

Etage	Elément	Section (cm ²)
6 ^{ème} étage	Poteau	40 × 40
et 3 ^{ème} 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	Poteau	45 × 45
RDC et 1 ^{er} 2 ^{ème} étages	Poteau	50 × 50

➤ Caractéristiques dynamique propres du modèle Final:

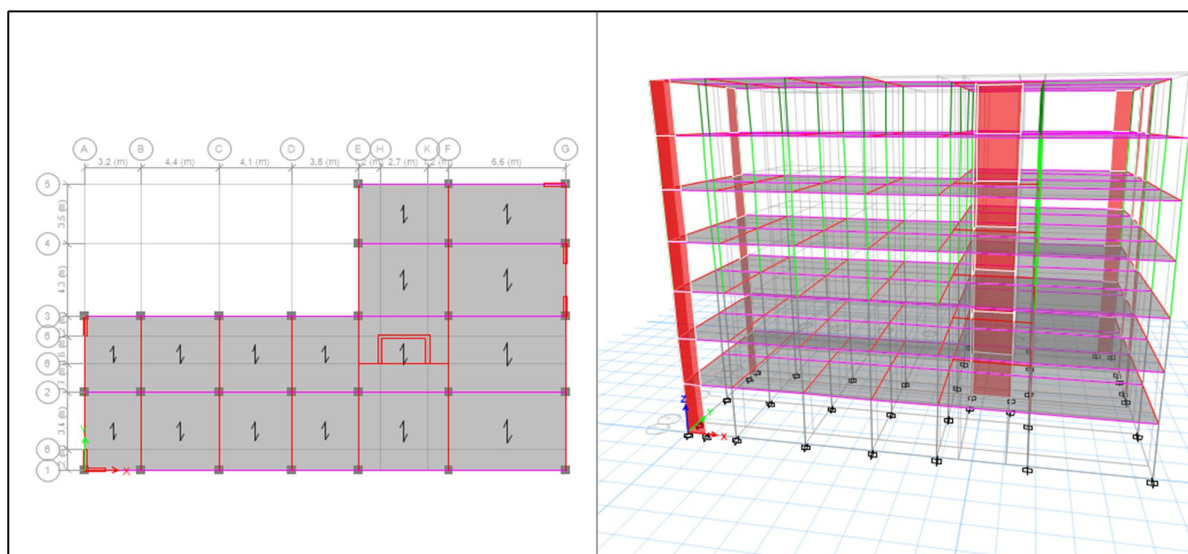


Figure IV. 2: les modes de déformation.

- $T_f = 0,785s > 1.3 T_f(RPA) = 0,654s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4ème mode.

Tableau IV. 7 Participation massique du modèle deux

Mode	Période _(s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,785	0,6837	0,0845	0	0,6837	0,0845	0
2	0,767	0,1072	0,6455	0	0,7908	0,73	0
3	0,604	0,0156	0,0345	0	0,8065	0,7645	0
4	0,281	0,0977	1,583 ^E -05	0	0,9041	0,7645	0
5	0,237	0,0001	0,1182	0	0,9042	0,8827	0
6	0,186	0,002	0,006	0	0,9063	0,8887	0
7	0,176	0,0429	0,0001	0	0,9492	0,8888	0
8	0,117	1,56E-06	0,0518	0	0,9492	0,9406	0
9	0,114	0,026	7,149 ^E -05	0	0,9752	0,9406	0
10	0,091	3,41 ^E -05	0,0005	0	0,9752	0,9412	0
11	0,079	0,0153	0	0	0,9905	0,9412	0
12	0,069	0	0,0289	0	0,9905	0,97	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

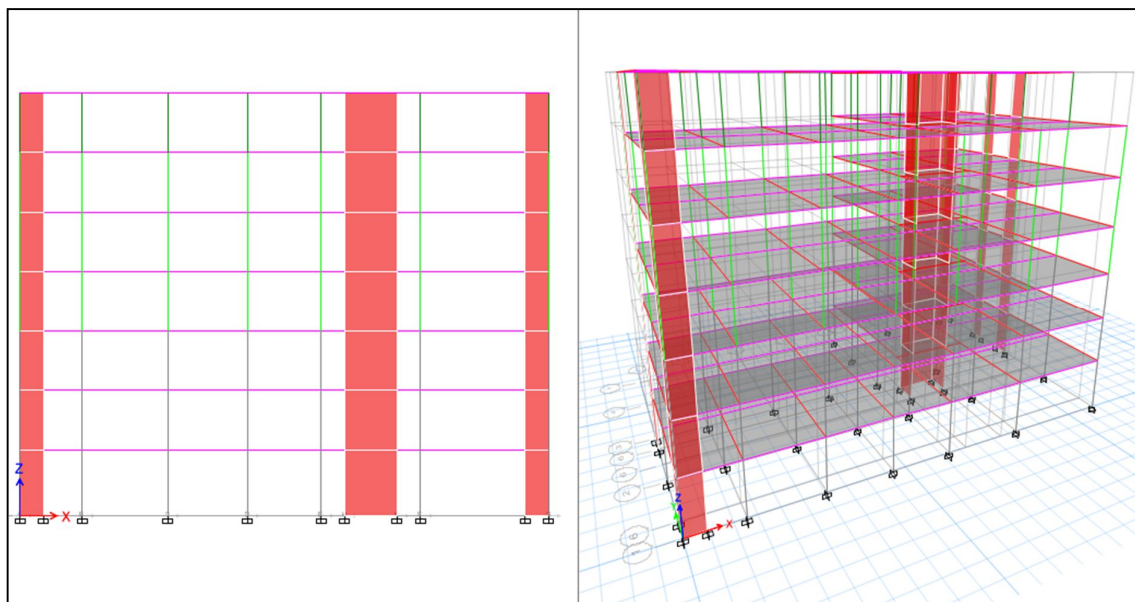


Figure IV. 3: Vue en plan du Modèle.

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

V.4.b .Vérification de la résultante des forces sismique:

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée au § 4.2 (**RPA 2024**), les valeurs de la période fondamentale (T_0), obtenues à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas excéder de plus de 30 % la valeur estimée à l'aide de la formule empirique

Ainsi, dans cette méthode, la période maximale admissible à retenir est donnée par :

$$T_{max} = 1,3 \times T_{empirique}$$

Le tableau ci-dessous indique la valeur de la période (T_0) à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V :

Tableau IV. 8: Valeur de la période (T_0) à adopter pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

Cas	Période à utiliser
$T_{(C_{al}C_{ul})} < 1,3 \times T_{empirique}$	$T_0 = T_{(C_{al}C_{ul})}$
$T_{(C_{al}C_{ul})} \geq 1,3 \times T_{empirique}$	$T_0 = 1,3 \times T_{empirique}$

- $T_f = 0,785s > 1.3 T_f (RPA) = 0,654s, \quad T_0 = 0.654s.$

- $\lambda = 0.85$

- $\frac{S_{ae}}{g}(T_0) = \frac{S_{ae}}{g}(0.654) = 0.26$
- $W = 22869,37$
- $V_x = V_y = 0.85 \times 0.26 \times 22869.37 = 5054.131$

$$V = 5054.131 \text{ KN}$$

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-5 du RPA99/version 2024, 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 .

Tableau IV. 9: Vérifications de la résultante des forces sismiques.

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
SensX-X	4719,58	4043,30	vérifiée
SensY-Y	3835.06	4043,30	Non vérifiée

- Dans le sens X-X pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique du rapport $r_y = 0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.054$

On obtient les résultats suivant après la majoration :

Tableau IV. 10: Vérifications de Résultats

Sens	Vdynamique	0.8 x Vstatique	Observation
SensX-X	5049,95	4043,30	Vérifiée
SensY-Y	5020,87	4016,30	Vérifiée

➤ **Vérification de l'interaction voiles-portiques:**

Tableau IV. 11: Vérification de l'interaction sous charges verticales.

	Vtot(kN)	Vvoile(kN)	Pourcentage	Justification
Effort E_x	5049,95	3271,77	64,78%	CV

EffortEy	5020,87	3155,19	62,84%	CV
----------	---------	---------	--------	----

V.5 Synthèse – Verification de la conformité avec le RPA (§4):

Conformément au **RPA, Article 3.5**, dans un système à contreventement mixte (**système 4**), les voiles doivent assurer entre **50 % et 65 %** de la résistance totale à l'effort tranchant à la base du bâtiment. Les résultats obtenus dans le tableau IV.7 montrent que :

- Sous l'action de l'effort **Ex**, la part de l'effort tranchant reprise par les voiles est de 64,78 %.
- Sous l'action de l'effort **Ey**, cette part est de 62,84 %.

Ces valeurs se situent bien dans l'intervalle recommandé de 50 % à 65 %, ce qui confirme que le système étudié satisfait à l'exigence imposée par le RPA pour les structures à contreventement mixte R= 4.5, système 4(a).

V.5.a .Vérification de l'effort normal réduit:

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99/V2024.Art : [7.4.3.1] exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,35$$

Tel que:

- N_d : L'effort normal de calculs exerçant sur une section de béton sous combinaison sismique (G+Q±E)
- B : Section du poteau.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression..... **$f_{c28}=25\text{MPa}$** .

Tableau IV. 12: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptee (cm ²)			N(KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire(cm2)			
RDC;1er;2éme	50	50	2500	1982,73	0,317	Vérifiée

3ème4eme,5eme	45	45	2025	996,715	0.196	Vérifiée
6ème	40	40	1600	242,3	0.060	Vérifiée

➤ Calcul et justification des déplacements inter-étages

1-Calcul des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est déterminé à l'aide de la formule suivante:

$$\delta_k = (R / Q_F) \times \delta_{ek}$$

Avec:

- δ_{ek} : déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i ;
- R: coefficient de comportement;
- Q_F : coefficient de qualité.

Le déplacement relatif entre deux niveaux successifs, soit entre le niveau k et le niveau k - 1, est donné par:

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

2-Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux entre un étage et l'étage inférieur, tels que calculés, doivent être réduits selon l'importance du bâtiment via un coefficient réducteur v_A . Ces déplacements réduits ne doivent pas dépasser les limites admissibles Δ_k définies par le type de structure.

L'inégalité à respecter est la suivante:

$$v_A \times \Delta_k \leq \Delta_k$$

Les limites admissibles sont indiquées dans le tableau ci-dessous:

Tableau IV. 13 Les limites admissibles

Type de structure	Déplacements limite Δ_k
Bâtiments en acier	$0,0100 \times h_k$
Bâtiments en béton armé	$0,0075 \times h_k$
Bâtiment en PAF	$0,0050 \times h_k$
Bâtiments en bois	$0,0075 \times h_k$

Bâtiments en maçonnerie chaînée	$0,0050 \times h_k$
---------------------------------	---------------------

Le coefficient réducteur v_A , pris égal à 0,5.

$$\overline{\Delta_k} = 0.0075 \times h_k$$

h_k : est la hauteur de l'étage k.

Tableau IV. 14: Calcul et Vérification des déplacements selon x-x.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	$V_A \Delta_K$ (cm)	h_k (m)	$\overline{\Delta_K}$ (cm)	OBS
6eme	3,800	13,156	1,946	0,973	3,06	2.295	CV
5eme	3,238	11,210	1,967	0,983	3,06	2.295	CV
4eme	2,670	9,243	2,151	1,075	3,06	2.295	CV
3eme	2,048	7,092	2,232	1,116	3,06	2.295	CV
2eme	1,403	4,859	2,077	1,038	3,06	2.295	CV
1 ^{er}	0,803	2,781	1,770	0,885	3,06	2.295	CV
Rdc	0,292	1,011	1,011	0,505	3,40	2.55	CV

Tableau IV.8: Vérification des déplacements selon y-y.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^y (cm)	$V_A \Delta_k$ (cm)	h_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	OBS
6eme	6,0058	20,789	2,811	1,405	3,06	2.295	CV
5eme	5,193	17,978	3,004	1,502	3,06	2.295	CV
4eme	4,326	14,974	3,369	1,684	3,06	2.295	CV
3eme	3,352	11,605	3,620	1,810	3,06	2.295	CV
2eme	2,307	7,985	3,513	1,756	3,06	2.295	CV
1 ^{er}	1,292	4,472	2,948	1,474	3,06	2.295	CV
Rdc	0,440	1,524	1,524	0,762	3,40	2.55	CV

➤ **Conclusion**

D'après l'analyse effectuée et en accord avec les dispositions du RPA 2024 (§4.5.2 et §5.10), il apparaît que les déplacements latéraux inter-étages respectent bien les limites autorisées dans les deux axes principaux (X-X et Y-Y). Les déplacements relatifs calculés pour chaque niveau, réduits par le coefficient réducteur $v_A = 0,5$, restent inférieurs aux déplacements limites admissibles définis par la relation $v_A \cdot \Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$.

Ainsi, la structure satisfait aux critères de déplacement inter-étage imposés par le RPA 2024.

➤ **Vérification de l'effet P-Delta :**

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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1».

h_K : Hauteur de l'étage "K".

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_K}\right)$
- $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par l'utilisation de l'Excel sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 15: Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x.

Niveau	h _k (m)	V _k (kN)	Δ_K (mm)	p _k (kN)	•	observation
6	3,06	1172,4892	0,01946	2524,2012	0,0136910 4	vérifiée.
5	3,06	2176,2879	0,01967	5542,3274	0,0163703 8	vérifiée.
4	3,06	3007,5645	0,02151	8813,4774	0,0205992 5	vérifiée.
3	3,06	3658,2678	0,02232	12084,6273	0,0240952	vérifiée.
2	3,06	4148,8132	0,02077	15348,6523	0,0251108 5	vérifiée.
1	3,06	4478,2779	0,01770	18710,7885	0,0241675 6	vérifiée.
RDC	3,40	4629,3198	0,01011	22072,9247	0,0153735 2	vérifiée.

Tableau IV. 16: Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

Niveau	hk (m)	Vk (kN)	ΔK (cm)	pk (kN)	•	observation
6	3,06	1081,5117	0,02811	2524,2012	0,02144036	vérifiée.
5	3,06	1977,6697	0,03003	5542,3274	0,02750251	vérifiée.
4	3,06	2729,758	0,03369	8813,4774	0,03554698	vérifiée.
3	3,06	3326,0637	0,03620	12084,6273	0,04298232	vérifiée.
2	3,06	3781,4041	0,03513	15348,6523	0,04659871	vérifiée.
1	3,06	4084,2818	0,02948	18710,7885	0,04413493	vérifiée.
RDC	3,40	4218,5615	0,01524	22072,9247	0,02345317	vérifiée.

➤ **Conclusion – Verification de l'effet P-Delta:**

La vérification de l'effet du second ordre, dit effet P- Δ , a été effectuée conformément aux exigences du RPA99 / version 2024, qui imposent une condition sur le paramètre θ_k pour chaque niveau :

D'après les résultats calculés dans les deux directions principales X-X et Y-Y, toutes les valeurs de θ_k restent inférieures à 0,10. Ainsi, l'effet P- Δ peut être négligé dans cette étude, et la structure est considérée comme stable vis-à-vis de ces effets de second ordre.

V.6 Conclusion :

Au terme de cette étude dynamique menée conformément au RPA99 / version 2024, et après plusieurs ajustements sur la disposition des voiles et les dimensions des éléments porteurs, l'ensemble des vérifications réglementaires a été satisfait :

- La méthode modale spectrale a été correctement appliquée suite à l'irrégularité du plan ;
- Les forces sismiques sont bien réparties, et la résultante dynamique vérifie la condition $V_t \geq 0,8 \times V$,
- L'interaction voiles-portiques respecte les pourcentages imposés pour les structures à contreventement mixte ;
- L'effort normal réduit reste inférieur à la limite admissible dans tous les niveaux ;
- Les déplacements inter-étages, calculés et réduits par le facteur $v_a = 0,5$, sont tous inférieurs

aux limites admissibles ;

- L'effet P-Delta est négligeable ($\theta < 0,10$) dans les deux directions.

En conclusion, le modèle final de la structure présente un comportement sismique conforme, garantissant la stabilité et la sécurité du bâtiment en cas de séisme.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSIST

VI. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

VI.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2024**.

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

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

VI.2 Ferrailage des poteaux :

VI.2.a Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,2	25	22.17	1	500	500

VI.2.b Combinaison d'action :

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

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + 0,3 Q + E_1 \\ G + 0,3 Q + E_2 \end{cases}$$

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$$

$$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations.

E : Combinaisons actions sismiques.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants E_1 :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, M^{corr})

VI.2.c Recommandation selon RPA99 version 2024 :

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

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 1.0%B
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4%B en zone courante
 - ✓ 8%B en zone de recouvrement

Avec :

B : la section brute du béton.

- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕl est de : $60\phi l$
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15 cm .

a) -Ferrailage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

Poteaux :

a. ($N^{\max}$, M^{corr}) :

Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\max}$, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\max}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC ,1 ^{er} ,2 ^{ème}	50x50	-415,19	19,43	SEC	0	25,13
3 ^{ème} ,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	45x45	-106,23	60,94	SEC	2,18	21,55
6 ^{ème}	40x40	-69,89	29,67	SEC	1,04	16,08

b. ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\min}$, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\min}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC ,1 ^{er} ,2 ^{ème}	50x50	-1946,20	-10,10	SPC	0	25,13
3 ^{ème} ,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	45x45	-1099,85	-22,63	SPC	0	21,55
6 ^{ème}	40x40	-310,82	-25,25	SPC	0	16,08

c. ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux en situation durable (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC ,1 ^{er} ,2 ^{eme}	50x50	-1097,19	99,08	SPC	0	25,13
3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme}	45x45	-312,46	87,59	SPC	1,57	21,55
6 ^{eme}	40x40	120,40	75,07	SPC	6,21	16,08

2. Situation accidentelle :

- Combinaison :

Poteaux : : $G + 0,3 Q + E_1$

$G + 0,3 Q + E_2$

a. (N^{max} , M^{corr}) :**Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).**

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC ,1 ^{er} ,2 ^{eme}	50x50	985,48	85,66	SPC	13,66	25,13
3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme}	45x45	316,69	161,30	SPC	0	21,55
6 ^{eme}	40x40	17,17	68,81	SPC	24,7	16,08

b. (N^{min} , M^{corr})**Tableau V. 6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).**

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC ,1 ^{er} ,2 ^{eme}	50x50	-1973,04	-186,51	SPC	11,12	27,23
3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme}	45x45	-992,34	-157,42	SPC	0	22,50
6 ^{eme}	40x40	-239,07	-116,98	SPC	17,81	18,23

C. (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V. 7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	50x50	-262,59	527,39	SPC	3,13	25,13
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	45x45	201,89	303,73	SPC	0	21,55
6 ^{eme}	40x40	54,63	-88,35	SPC	0	16,08

VI.2.d Choix des armatures :**1)- choix de ferrailage des poteaux :****Tableau V. 8: Choix des armatures des poteaux.**

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	$A_s^{\max}$ (Z.R) (cm ²)	$A_s^{\max}$ (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	50x50	13,66	25,13	200	100	4T20+8T16	28,65
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	45x45	14,87	21,55	462	81	4T20+8T16	28,65
6 ^{eme}	40x40	24,7	16,08	128	64	12T16	24,13

VI.2.e Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

• Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

• Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

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

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 9.: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section s (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\max}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-303,81	14,14	25,13	19,9	250	1,38	15	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	45×45	-77,36	44,29	22,12	37,9	250	2,23	15	OK
6 ^{ème}	40×40	-15,37	13,23	16,08	20,6	250	0,97	15	OK

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 10: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section s (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\min}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	1417,71	-7,37	25,13	68,1	250	4,56	15	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	45×45	-801,82	16,24	22,12	52,7	250	3,6	15	OK
6 ^{ème}	40×40	-227,87	18,44	16,08	29,7	250	3,08	15	OK

c. ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$) :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{corr} (kN)	M _{ser} ^{max} (kN.m)	Section	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-779,86	71,88	16,08	70,7	250	5	15	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	45×45	-228,24	63,51	17,28	52,2	250	3,96	15	OK
6 ^{ème}	40×40	-88,35	54,63	25,13	50,4	250	3,19	15	OK

VI.2.f Vérification de L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- **Selon le BAEL91** : $\bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \}$ (Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable).
- **Selon le RPA99 V2024** : $\bar{\tau}_u = \rho d \times f_{c28}$

$\rho d = 0,075$ si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

$\rho d = 0,040$ si l'élancement $\lambda_g < 5$

λ_g : L'élancement du poteau $\lambda_g = L_f / a$

L_f : Longueur de flambement.

a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

- Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 12 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λg	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u BAEI (MPa)	Vérification
RDC	50×50	60,815	0,270	4,27	0,040	1	2,5	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	60,815	0,270	4,76	0,040	1	2,5	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	45×45	59,218	0,328	5,28	0,075	1	2,5	OK
6 ^{ème}	40×40	53,622	0,297	5,95	0,075	1	2,5	OK

VI.3 V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2024** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\begin{cases} St \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \phi t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi t\right) \\ \frac{Atfe}{bSt} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4Mpa\right) \end{cases}$$

Avec :

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2024 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ $S_t \leq \text{Min}(b/3 ; 10 \text{ cm} ; 6\emptyset_l)$ Zone nodale (zone VI).

✓ $S_t \leq \text{Min}(b/2 ; h/2 ; 10\emptyset_l)$ Zone courante (zone VI).

Avec :

b : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Le pourcentage d'armatures transversales minimal $\frac{A_t}{S_t b}$ est donné par :

✓ 0.3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

✓ 0.8% si l'élancement $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0.8% et 0.3%.

Tableau V. 13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	$T_{u\max}$ (kN)	Zone	S_t (cm)	$A_{t\text{cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s\text{adp}}$ (cm ²)
RDC	50x50	2,142	4,27	0,040	60,815	N	10	0,97	2T10	1,57

						C	20	1,94	2T12	2,26
1 ^{er} -2 ^{ème} -3 ^{ème}	50x50	2,38	5,76	0,075	60,815	N	10	0,97	2T10	1,57
						C	20	1,94	2T12	2,26
4 ^{ème} -5 ^{ème}	45x45	2,38	5,28	0,075	59,218	N	10	0,10	2T10	1,57
						C	16	1,68	2T12	1,57
6 ^{ème}	40x40	2,38	5,95	0,075	53,622	N	10	1,07	2T12	2,26
						C	16	1,71	2T12	2,26

Pour

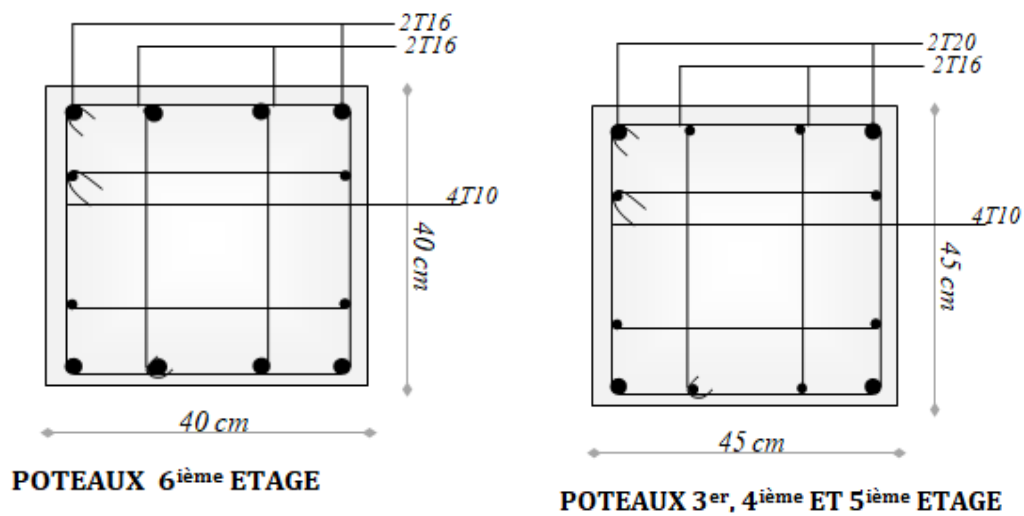
➤ **Longueur de recouvrement RPA2024 :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 60 \times \phi_l$ (zone VI)

T20 : $L_r = 120\text{cm}$.

T16 : $L_r = 96\text{cm}$

VI.3.a Schéma de ferrailage des poteaux :



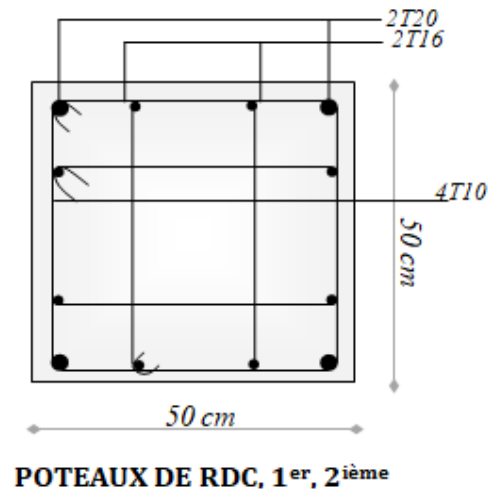


Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux

VI.3.b Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton $\longrightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\longrightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda < 50 \\ \alpha = \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Poteau carré}$$

l_f : longueur de flambement, on prend $l_f = 0,7L_0$ -

i :

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

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

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500 \text{ MPa}$

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

Poteau carré..... $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}.$

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$$N_u(\text{RDC}) = 2407,318 \text{ KN}$$

- Poids du plancher..... $7,51 \times 30,765 = 231,045 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $(0,45)^2 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 12,96 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 20,81 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 12,30 \text{ KN}.$

$$G = 277,115 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 30,765 = 76,91 \text{ KN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 489,470 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 2896,78 \text{ KN}$

Le sous-sol est de section carré $B = 45 \times 45 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 13 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0.7}{13} = 0,053 \leq 50$
- $\alpha = \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = 0.889$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1,15}{500} \times \left(\frac{2896,78 \times 10^3}{0,889} - \frac{4622 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right)$$

$$A_s \geq -121,91 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 2896,78 kN a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99 ver2024** ($A_{s\min} = 20,25 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

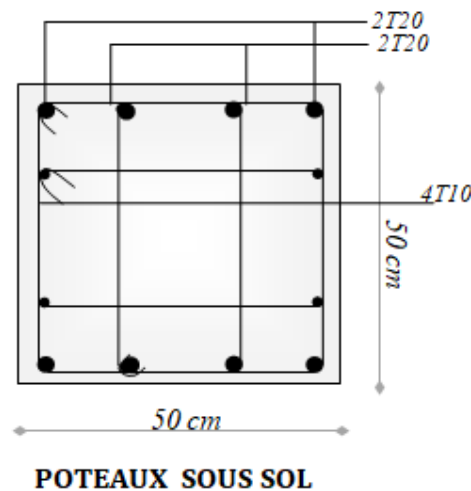


Figure V.2: Schéma de ferrailage de poteau de sous sol

VI.4 Ferrailage des poutres :

VI.4.a Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

- **ELU** : $1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS** : $G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $G + 0,3 Q + E_1$
- $G + 0,3 Q + E_2$
- $E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$
- $E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

➤ Recommandations du RPA99 version 2024 l'article 7.5.2 :

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

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 50 $\emptyset$ en zone I , II et III.
- ✓ 60 $\emptyset$ en zone IV , V et VI.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les

Les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné par :

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}, 24\phi_t, 17,5\text{cm}, 6\phi_l \right] \text{ (dans les zones critiques).}$$

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right)$ (En dehors de la zone critique) si les armatures comprimées sont nécessaires.

h : Hauteur de la poutre.

ϕ : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,2$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

VI.5 V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel avec SOCOTEC.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x50 cm².
- Poutres secondaires 30x40 cm².

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Etabs) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

- **Poutre porteuse 30x50**

Tableau V. 14: Ferrailage des poutres porteuses.

Section (cm ²)	Situation	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
30×50	S.D.T	Appuis	-149,62	0	7,94
		Travée	126,23	6,59	0
	S.A	Appuis	-433,94	0	24,07
		Travée	401,91	21,74	0

- **Poutre porteuse 30×40**

Tableau V. 15: Ferrailage des poutres non porteuses

Section (cm ²)	Situation	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
30×40	S.D.T	Appuis	-68,29	0	4,47
		Travée	20,85	1,3	0
	S.A	Appuis	-466,54	0	11,28
		Travée	464,60	11,39	0

- **Choix d'armature**

Tableau V. 16: Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} _{RPA} (cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.R)(cm ²)	Choix	A _s ^{cal} (cm ²)
30×50	Appuis	24,07	12,06	60	90	8T20	25,13
	Travée	21,74				12T16	24,13

Tableau V. 17: Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} _{RPA} (cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.R)(cm ²)	Choix	A _s ^{cal} (cm ²)
30×40	Appuis	11,28	9,24	48	72	6T16	12,06
	Travée	11,39				8T14	12,32

VI.5.a Vérification de la condition de non-fragilité :• **Poutre principale :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_s = 25,13 \text{ cm}^2 > 0,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{En travée : } A_s = 24,13 \text{ cm}^2 > 0,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_s = 12,06 \text{ cm}^2 > 0,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{En travée : } A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > 0,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Vérification des espacements des armatures :****Poutre principale :**

$$\text{En appui : } e_h = 5,4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{En travée : } e_h = 5,4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Poutre secondaire :

$$\text{En appui : } e_h = 6,2 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{En travée : } e_h = 5,9 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_{ser} puis

elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Acier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{peu préjudiciable : pas de vérification} \\ \text{fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} \\ \text{fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} \end{array} \right\}$$

- $\eta = 1,6$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{333,33, \max\{250; 201,63\}\} = 250 \text{ MPa}$$

- Béton :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y + \frac{N}{A} < \sigma_{bc} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \sigma_{st} \end{cases}$$

Remarque : La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*

Poutre porteuse :

Tableau V. 19 : Vérification des poutres porteuse à L'ELS

Section (cm ²)	Position	Mser (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Vérification
30×50	Appuis	-108,65	4,18	15	54,1	250	Cv
	Travée	92,38	3,65		47,2		Cv

Poutre non porteuse :

Tableau. V. 20 : Vérification des poutres non porteuse à L'ELS

Section (cm ²)	Position	Mser (KNm)	Σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Vérification
30×40	Appuis	-49,70	4,29	15	52	250	Cv
	Travée	15,15	1,29		36,2		Cv

VI.5.b Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la section de la poutre.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable donc selon le **BAEL91 modif 99** :

$$\bar{\tau u} = \min \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \}$$

Tableau V.21: Vérifications au cisaillement

Section (cm ²)	T^{max} (KN)	τu (MPa)	$\bar{\tau u}$ (MPa)	Verification
PP (30×50)	166,88	1,23	2,5	Vérifier
PS (30×40)	62,63	0,57	2,5	Vérifier

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} St = \min(0,9d ; 40cm) \\ \frac{At}{b St} \geq \frac{\tau u - 0,3 f_{t28k}}{0,8 f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{At f_e}{b St} \geq \max\left(\frac{\tau u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2024 :

$$\begin{cases} St = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 24\emptyset t ; 17,5cm ; 6\emptyset l\right) \dots \dots \text{Zone nodale} \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset l\right) \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec:

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \emptyset l ; \frac{b}{10}\right)$$

Tableau V. 22: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τu (MPa)	BAEL	RPA 2024		St ^{adp} (cm)		At ^{max} (cm ²)	Choix
			St(cm)	St(cm)ZN	St(cm)ZC	ZN	ZC		
PP (30×50)	166,88	1,23	40,5	12,5	25	12	12	1,08	4T8
PS (30×40)	62,63	0,57	32,4	10	10	10	10	0,9	4T8

➤ **Recouvrement des Armatures Longitudinales**

La longueur minimale de recouvrement est de: $L_r = 60\emptyset$ (Zone VI)

On a:

Ø=20mm Lr = 100cm

Ø=16mm Lr = 96cm

Ø=14mm Lr = 84cm

Ø=12mm Lr = 72cm

➤ **Vérification de la flèche :**

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \text{ Si } L \leq 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ Si } L > 5m \end{array} \right\}$$

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \text{ Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As' \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} ; \lambda_v = \frac{0,02ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \mu = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}} ; \delta = \frac{As}{b d} ; \sigma_s = \frac{M_{ser}}{As d} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V. 23: modules de déformation

Section (cm ²)	Longueur (m)	Mser (KN.m)	As adp (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	fi (mm)	fv (mm)
PP (30×50)	6,60	92,38	24,13	312500	314432,32	331485,05	1,13	3,97
PS (30×40)	4,60	15,15	12,32	160000	148523,20	163873,37	1,82	6,71

- Poutre porteuse

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 0,397 - 0,113 = 0,28 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{660}{1000} = 1,16 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

- Poutre non porteuse

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 0,671 - 0,182 = 0,48 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

➤ Choix finals des armatures :

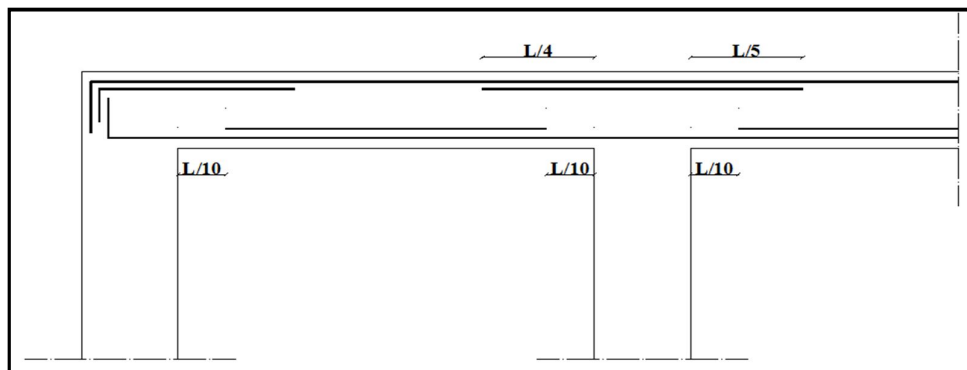
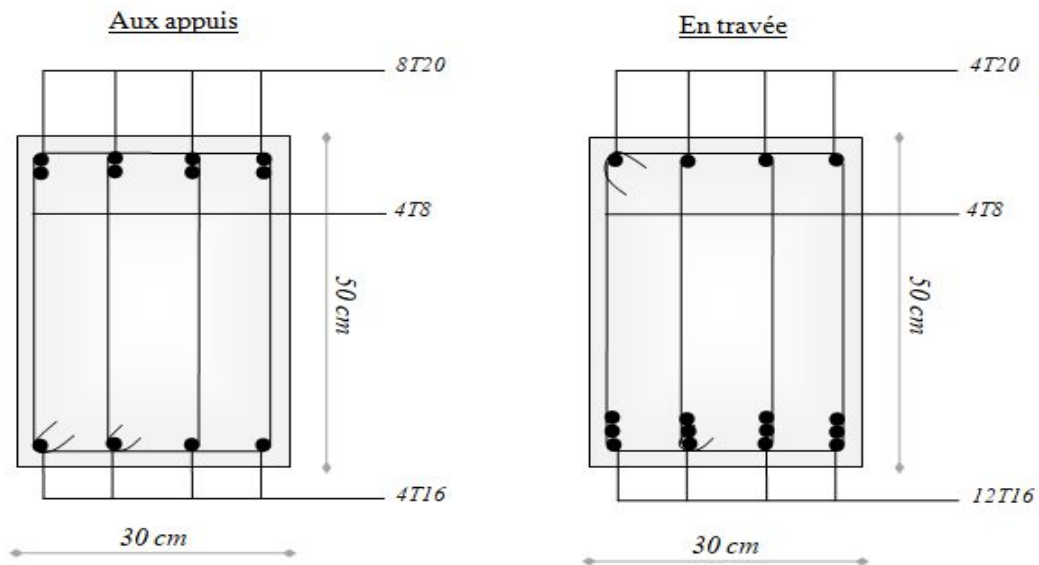
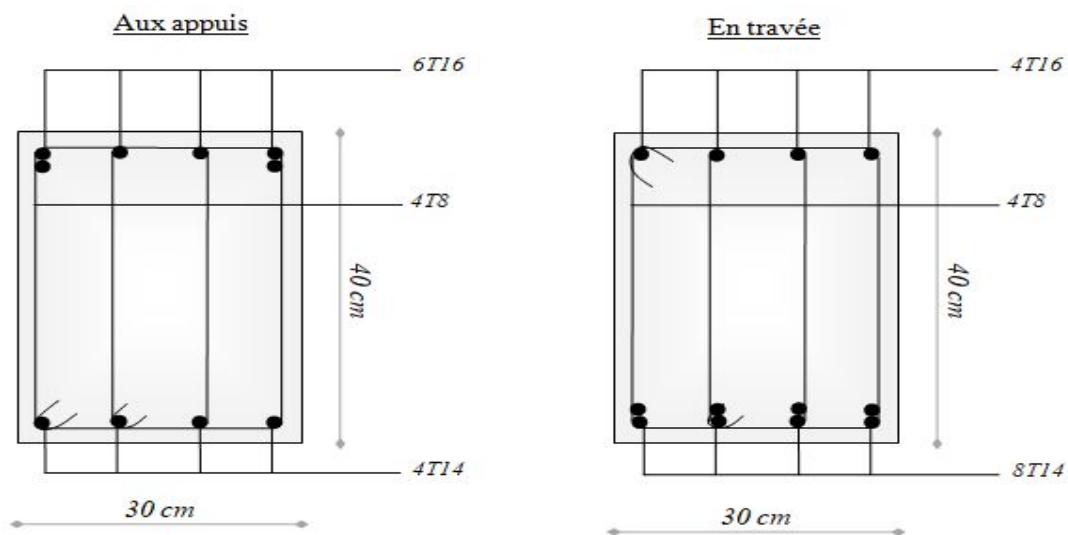


Figure V. 2: Arrêt des barres.



LE FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES

Figure V. 4: Schéma de ferrailage des poutres porteuses appuis , travée.



LE FERRAILLAGE DES POUTRES NON PORTEUSES

Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses appuis, travée

VI.6 Ferrailage des voiles :

VI.6.a Ferrailages des voiles :

➤ Introduction :

Les voiles, qui sont des éléments verticaux, sont conçus pour supporter à la fois des charges horizontales et verticales.

Leur section rectangulaire présente une faible épaisseur par rapport à leur longueur, ce qui leur confère une rigidité perpendiculaire à cette épaisseur. Ainsi, dans une structure, les voiles sont disposés dans les deux directions principales.

Certains voiles peuvent être pleins, tandis que d'autres peuvent comporter des ouvertures telles que des linteaux et des trumeaux. Les voiles pleins et les trumeaux sont armés pour résister à la flexion composée, tandis que les linteaux sont armés pour résister à la flexion simple avec un effort tranchant dans les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + 0,3 Q + E_1$
- $G + 0,3 Q + E_2$
- $E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$
- $E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$

➤ Recommandations du RPA99 :

- **Les linteaux (RPA99 version 2024 (article 7.7.3)) :**

On devra disposer :)

VI.6.b Dimensionnement des voiles :

➤ Coffrages :

Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par Eqn. (7.9), cf. Figure (7.7):

$$I_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b_w, 1m \right)$$

où: I_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

$$b_w > \max(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20})$$

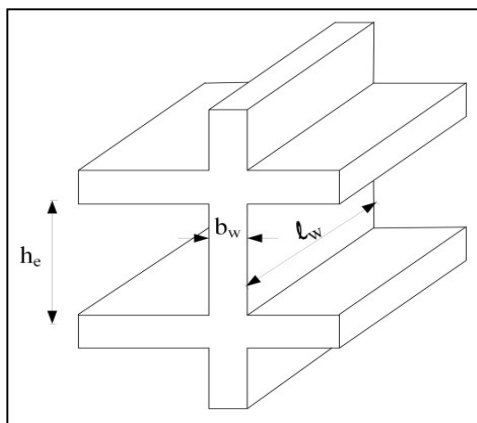


figure V. 3 : Coupe de voile En élévation

➤ Dimensionnement des voiles V et V3:

➤ Le voile V en RDC et 6^{ème} :

$$b_w > \max(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20})$$

- $h(\text{RDC}) = 3,40\text{m} \Rightarrow h(\text{RDC}) = 3,40 - 0,50 = 2,9\text{m}.$
- $h(6^{\text{ème}}) = 3,06\text{m} \Rightarrow h(6^{\text{ème}}) = 3,06 - 0,50 = 2,56\text{m}.$
- $b_{w\text{RDC}} > \max(15 \text{ cm}; \frac{2,9}{20}) \Rightarrow 0,145\text{cm}.$

On adopte $b_{w\text{RDC}} = 0,2\text{m}$

➤ $I_{w\text{RDC}} \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b_w, 1m \right)$

$$\bullet \quad I_{WRDC} \geq \max \left(\frac{2,9}{3}; 4 \times 0,2,1m \right) \Rightarrow I_{WRDC} \geq \max (0,96; 0,8; 1m).$$

On adopte $I_{WRDC}=2m$.

$$\text{➤ } b_{w6^{ème}} > \max(15 \text{ cm}; \frac{2,56}{20}) \Rightarrow 0,128m.$$

On adopte $b_{w6^{ème}}=0,2m$

$$I_{w6^{ème}} \geq \max \left(\frac{2,56}{3}; 4b_w, 1m \right)$$

$$I_{w6^{ème}} \geq \max \left(\frac{2,56}{3}; 4 \times 0,2,1m \right) \Rightarrow I_{w6^{ème}} \geq \max (0,85; 0,8; 1m).$$

On adopte $I_{w6^{ème}}=2m$.

➤ Sollicitations normales:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\left(V_d = \frac{N_d}{B_c \cdot F_{c28}} \right) \leq 0,40$$

v_d : L'effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : Section du poteau en (mm²)

F_{c28} Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa) L'effort normal réduit.

$$\bullet \quad N_{dRDC}=1329,50 \text{ KN } (G + 0.3 Q + EX + 0.3 EY) \quad (\text{à la base}).$$

$$B_c = 250000 \text{ cm}^2.$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA}.$$

$$V_{drdc} = \frac{1329,50 \times 10^3}{25000 \times 0,25} = 0,21 \leq 0,40 \quad \dots\dots\dots \text{ cv.}$$

$$\bullet \quad N_{d6^{ème}}=130,89 \text{ KN } (G + 0.3 Q + EX + 0.3 EY) \quad (\text{à la base}).$$

$$B_c = 160000 \text{ cm}^2.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$V_{d6^{eme}} = \frac{130,89 \times 10^3}{160000 \times 0,25} = 0,32 \leq 0,40 \quad \dots\dots\dots \text{ cv.}$$

➤ **Evaluation des diagrammes des moments de calcul (ferraillage):**

Les voiles élancés correspondent à $((h/l_w) > 2.0)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).

➤ **Evaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile:**

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right)$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot I_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux.} \\ 2 \cdot h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux.} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} & \bullet w = 21,75 ; I_{wRDC} = 2\text{m} \\ & \bullet w = 21,75 ; I_{w6^{eme}} = 2\text{m} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} & \bullet w = 21,75 ; I_{wRDC} = 2\text{m} \\ & \bullet w = 21,75 ; I_{w6^{eme}} = 2\text{m} \end{aligned}} \right\} \frac{h_w}{I_w} = \frac{21,75}{2} = 10,87 > 2 \Rightarrow \text{voile élancé.}$$

$$\bullet h_{crRDC} = \max\left(2; \frac{21,75}{6}\right) \Rightarrow \max(2; 3,62) \Rightarrow h_{cr} = 3,62\text{m.}$$

$$h_{crRDC} \leq \begin{cases} 4 \\ 2,9 \\ 5,8 \text{ n} > 6 \text{ niveaux.} \end{cases}$$

$$h_{crRDC} = 3,62 < 4 \Rightarrow h_{cr} = 3,62\text{m.}$$

$$\bullet h_{cr6^{eme}} = \max\left(2; \frac{21,75}{6}\right) \Rightarrow \max(2; 3,62) \Rightarrow h_{cr} = 3,62\text{m.}$$

$$h_{cr\ 6^{eme}} \leq \begin{cases} 4 \\ 2,56 \\ 5,12 \text{ n} > 6 \text{ niveaux.} \end{cases}$$

$$h_{crRDC} = 3,62 < 4 \Rightarrow h_{cr} = 3,62\text{m.}$$

➤ **Enveloppe du diagramme des moments fléchissant:**

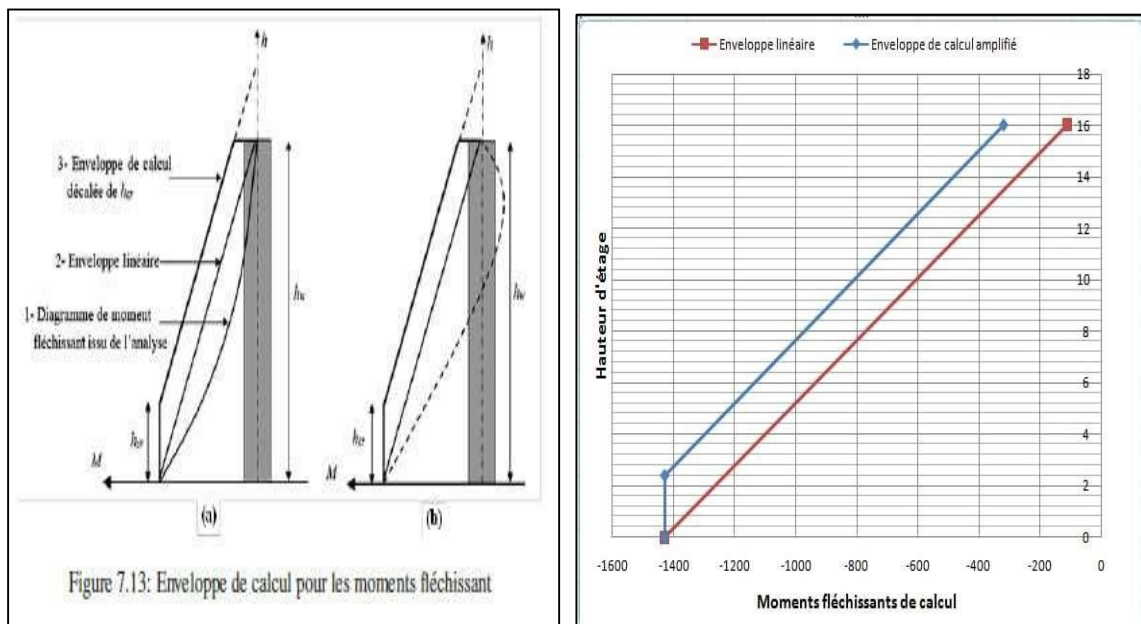


Figure V. 4: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant .

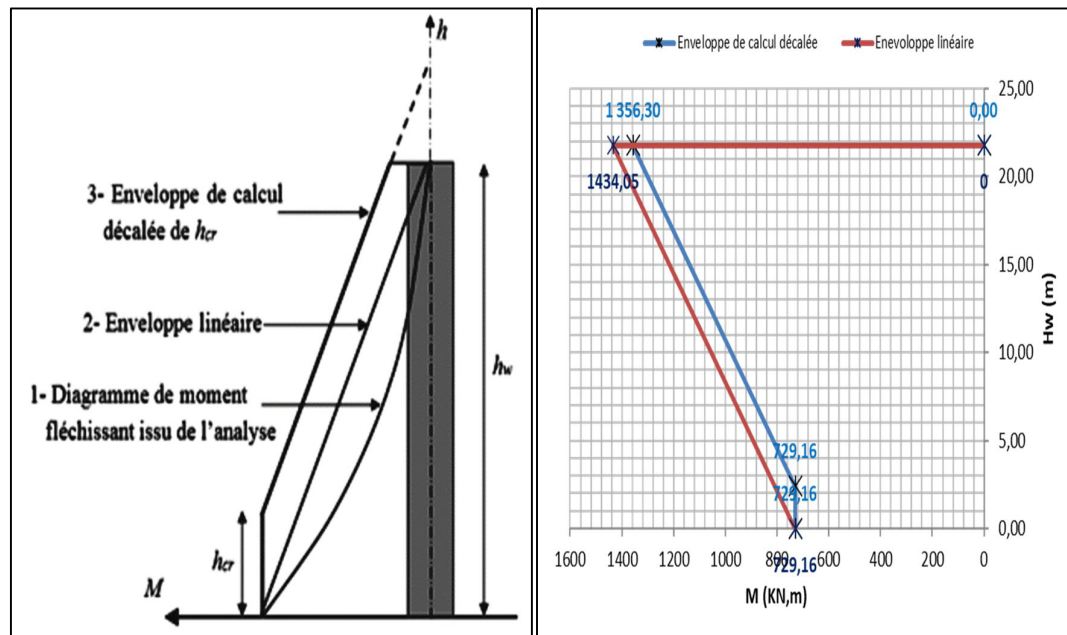


Figure V. 5: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant de RDC.

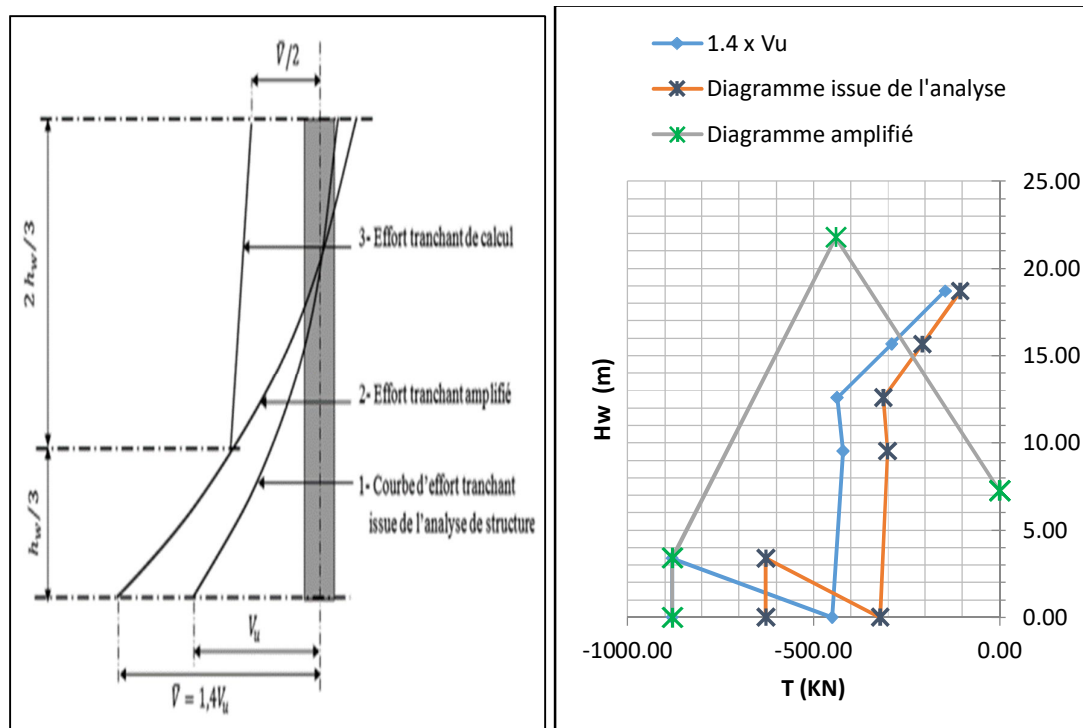


Figure V. 6: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant de 6^{ème} . .

Tableau V.24 : Ferrailages du voile en flexion composée et calcul du moment résistant de RDC

N (KN)	MED (KN,m)	MRD (KN,m)	Avcalc (cm ²)	Ast(cm ²)	As(cm ²)	Avmin(cm ²)
838,26	719,86	5623	0	6T12	6,79	6,25

Tableau V.25: Ferrailages du voile en flexion composée et calcul du moment résistant de 6^{ème}.

N (KN)	MED (KN,m)	MRD (KN,m)	Avcalc (cm ²)	Avmin(cm ²)	Ast(cm ²)	As(cm ²)
130,89	222,59	930,13	0,59	6,25	6T12	6,79

VL6.c Dimensionnement des éléments de rives :

➤ Ferrailage des éléments de rive :

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_e , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\varepsilon_{cu} 0,35\%$ (cf. Figure (7.16)).

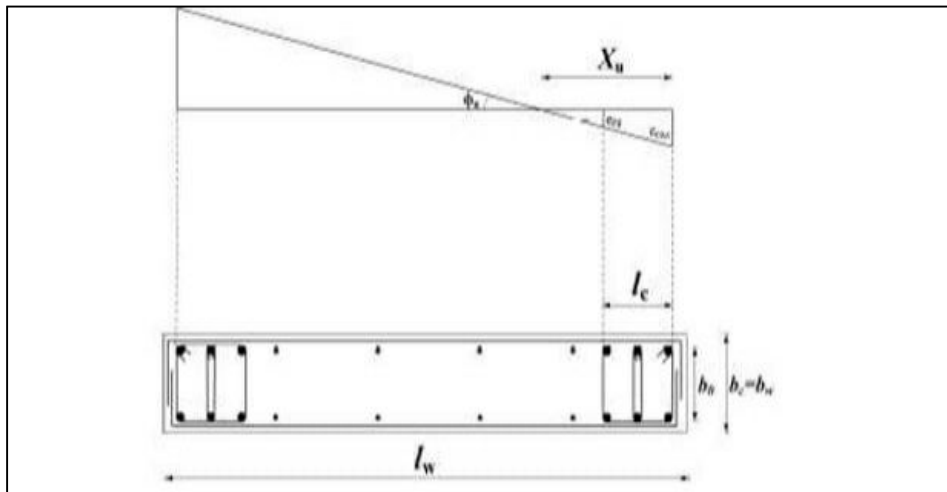


Figure V. 7 Eléments de rives pour les voiles

Eléments de rives pour les voiles

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w)$$

- $l_c \geq \max(0,15 * 1,75 ; 1,5 * 0,2)$
- $l_c \geq \max(0,26; 0,37)$
- On opte pour $l_c = 0,4 \text{ m}$

➤ **Dimensionnement des éléments de rives :**

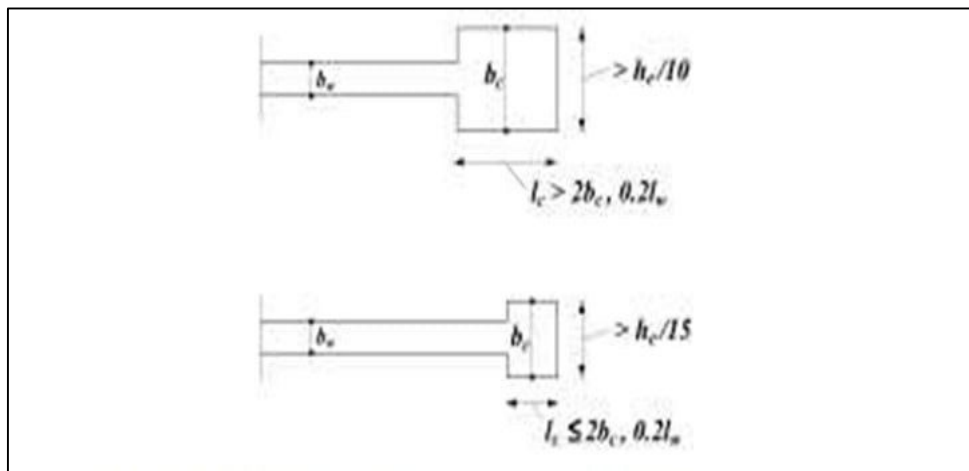


Figure V. 8 Figure : Epaisseur minimale des éléments de rive confinés

Si :

$$l_c \leq \max (2 \cdot 0.25; 0.2 \cdot 1.75) \quad l_c < 0.5 ,$$

$$l_c = 0.4 < 0.5$$

alors

$$b_c > h_c/15 = 2,90/15 = 0.19$$

$$\text{On a; } b_c = 0.25 > 0.24 \quad (\text{C.V})$$

- **Présentation du ferrailage du voile (par Exemple un voile à la base RDC, sens XX): Il convient de placer les armatures tendues sur l_c .**

Armatures verticales :

$$N=838,26 \text{ (KN).}$$

$$MED= 719,86 \text{ (KN,m).}$$

$$MRD= 5623 \text{ (KN,m).}$$

$$Ast = 6,79 \text{ cm}^2 \text{ (} l_c = 40 \text{ cm).}$$

$$(\text{esp} = 6\text{cm})$$

- **Armatures horizontales (RPA-2024) :**

$$\frac{Ah}{s} \geq \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e}$$

$$Fe=500\text{MPa}$$

$$z = 70 \text{ cm, } S = 9 \text{ cm, } \bar{v} = 879,83 \text{ Kn ; } Ah > 2.1 \text{ cm}^2$$

$$\bar{v}: \text{effort tranchant de calcul, } \bar{v} = 1.4V_u$$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

➤ **Ferraillage des éléments de rives :**

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min (b_o/3 ; 12.5 \text{ cm} ; 6\phi_l) \quad (7.25)$$

Où : ϕ représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\geq 12\text{mm}$.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0,09 s_t \cdot b_o \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot s_t \cdot b_o \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

- b_o représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

$$A_v(\text{rive}) = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.005 \cdot 50 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots cv$$

$$S_t \leq \min (20/3 ; 12.5 ; 6 (2))$$

$$St \leq \min(6.6; 12.5; 12)$$

$$St = 6 \text{ cm (sur hcr)}$$

$$b_0 = 20 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_g = 19,36 \times 50, A_c = 11,60 \times 40 ; A_t = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,09 \times 6 \times 20 \times \frac{25}{500} = 0,18 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$A_t \geq 0,3 \times 6 \times 20 \left(\frac{968}{464} - 1 \right) \cdot \frac{25}{500} = 1,95 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$A_t \geq \text{Max} \begin{cases} 0,18 \\ 1,95 \end{cases} \longrightarrow A_t \geq 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6 \text{ HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2.$$

Schéma de ferrailage de voile

VL6.d Justification de la condition de la ductilité locale:

Objectif est de vérifier la longueur de

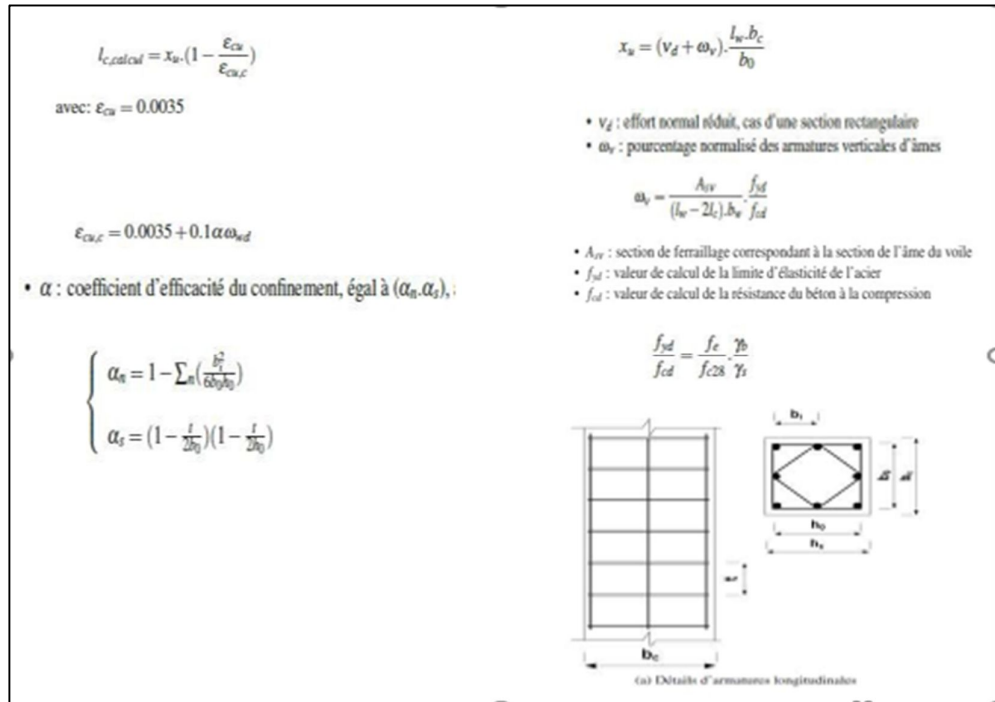


Figure V. 9: Schéma de ferrailage de voile

Justification de la condition de la ductilité locale pour l_c :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

On calcule les volumes sur la hauteur critique h_{cr} :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 & , \text{ si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & , \text{ si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

- La longueur comprimée des parties de rive l_c , calculée :

$$l_{c,calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) = 173,79 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,03}\right) = 151,165$$

Avec:

x_u : Position de l'axe neutre

ε_{cu} : Déformation critique du béton 0,35%

$\varepsilon_{cu,c}$: Raccourcissement limite à la rupture

$l_{c,calcul} \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$.

- Position de l'axe neutre :

$$x_u = (v_d + \omega_d) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$$

Avec:

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

ω_d : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$N_d = 1329,50 \text{ KN}$; $l_w = 2.00 \text{ m}$; $b_c = 25 \text{ cm}$; $b_0 = 29 \text{ cm}$.

$$v_d = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}} \rightarrow v_d = \frac{1329,50 \times 10^3}{(25000) \times 25} \leq 0,021 \leq 0,40$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec:

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile .

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{500}{25} \cdot \frac{1,2}{1} = 24$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rightarrow = \frac{42,98 \times 10^{-4}}{(2 - 2 \times 0,30) \cdot 0,20} \times 2,4 = 0,30$$

$$x_u = (0,021 + 0,30) \cdot \frac{200 \cdot 25}{20} = 80,25 \text{ cm}$$

- Raccourcissement limite à la rupture :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$$

ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

α : Coefficient d'efficacité du confinement.

$$\omega_{wd} = \frac{v_{st}(cm^2)}{v_{nc}(cm^2)} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- **Volume du noyau en béton (Vnc):**

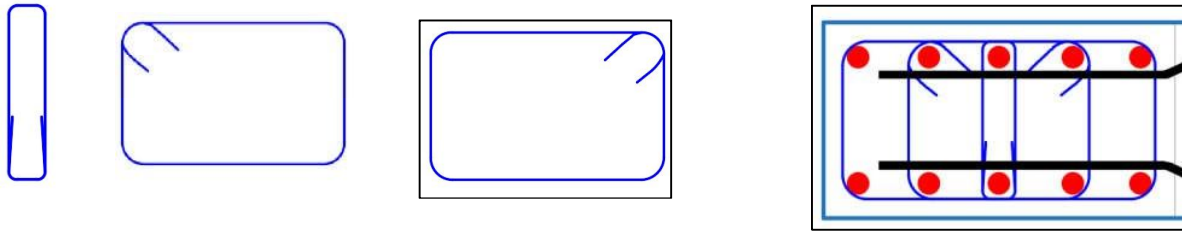
$$v_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_c = 362 \times 29 \times 30 = 314940 cm^3$$

- **Volume des armatures de confinement (Vst) :**

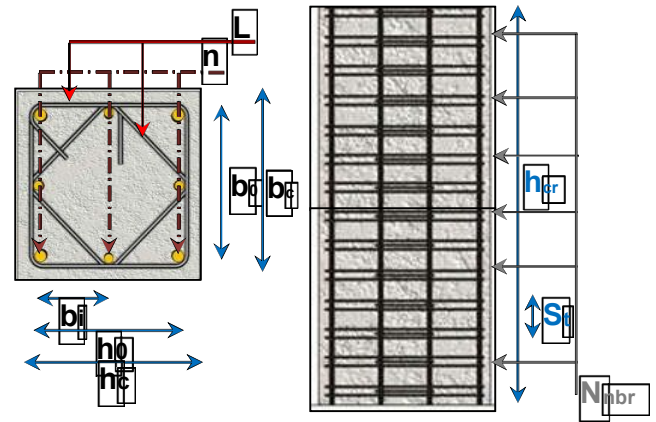
$$v_{st} = L \times \varphi l \times N_{br}$$

L : La longueur totale des armatures transversales (cadre+étrier+épingle).

Nbr : nombre des cadres sur la longueur critique (Lcr) .



$L = L1 \text{ (cadre 1)} + L2 \text{ (cadre 2)} + L3 \text{ (épinglé)}$



$$L = (b_0 \cdot 2 + L_c \cdot 2 + 5 + 5) \cdot 2 + (b_0 \cdot 2 + 5 + 5)$$

$$L = (29 \cdot 2 + 30 \cdot 2 + 5 + 5) \cdot 2 + (29 \cdot 2 + 5 + 5)$$

$$L = 257 + 68$$

$$L = 325 \text{ cm}$$

$$N_{br} = (L_{cr} - 10 \text{ cm}) / St = (324 - 10) / 6 = 52 \text{ cadre}$$

$$V_{st} = L \times \phi l \times N_{br} = 325 \times 0,8 \times 52 = 13520 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{wd} = \frac{13520}{314940} \times 24 \rightarrow \omega_{wd} = 1,03$$

VL6.e Coefficient d'efficacité du confinement α :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \\ \alpha_n = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

$n = 10$; $b_i = 10\text{cm}$; $b_0 = 29\text{cm}$; $h_0 = 40\text{cm}$; $t = 6\text{ cm}$.

$$\alpha_n = 1 - \sum n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \sum n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - 10 \times \frac{10^2}{6 \times 29 \times 40} = 0,98$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{6}{2 \times 29} \right) \left(1 - \frac{6}{2 \times 40} \right) = 0,82$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,98 \times 0,82 = 1,8$$

$$\alpha = 1,8$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \cdot \omega_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1 \times 1,8 \times 1,03$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,018$$

$$I_{c,calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right)$$

$$I_{c,calcul} = 80,25 \left(1 - \frac{0,0035}{0,018} \right) = 64,64\text{cm}$$

Cette longueur :

$$I_{c,calcul} \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w) \rightarrow 64,64 \geq 30\text{ cm} \dots \text{cv}$$

On calcule les volumes sur la hauteur critique $h_{cr} = 3,62\text{ m}$

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \mu \varphi \times (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$\mu\phi$: Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0,0025$$

requise du coefficient de ductilité en courbure $\mu\phi$:

$$\mu\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) à la base du mur ;

M_{RD} : est la résistance à la flexion de calcul.

$M_{ED} = 719,86 \text{ KN.m}$; $M_{RD} : 5623,00$; $T_0 = 0.65 \text{ s}$; $T_2 = 0.60 \text{ s}$; $R = 4.5$; $Q_f = 1,30$

$$\mu\phi = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1$$

$$\mu\phi = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,30} \times \frac{5623}{719,86} \right) - 1 = 5,30$$

$$0,62 \times 0,68 \geq 30 \times 5,30 (0,40 + 0,30) \times 0,0025 + \frac{30}{29} - 0,035$$

$$0,99 \geq \frac{30 \times 5,30 (0,40 + 0,30) \times 0,0025 + \frac{30}{29} - 0,035}{0,62}$$

$$0,99 \geq 0,63 \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.7 Conclusion :

- 1- On précise que le dimensionnement du voile est fait uniquement à la base, et les armatures de confinement calculées sont obligatoires sur la hauteur de la zone critique ($h_{cr} = 3,62 \text{ m}$) et non pas sur la hauteur totale du voile
- 2- La longueur de confinement à adopter est de ($l_c = 40 \text{ cm}$)
- 3- L'utilisation des éléments de rives avec une épaisseur $b_c > 30 \text{ cm}$ peut réduire la longueur confinée du voile étudié.

CHAPITRE VI : LES FONDATION

VI. LES FONDATIONS

Introduction :

L'harmonie entre le projet et les caractéristiques du sol sur lequel il est érigé, ainsi que la manière dont la structure interagit avec ce sol, sont cruciales pour assurer la conception et la mise en œuvre adéquates des fondations.

Ces dernières, en tant qu'éléments fondamentaux de l'ouvrage, déterminent en grande partie sa stabilité et sa durabilité.

VI.8 Critères de choix du type des fondations :

Le type de fondations sélectionné repose principalement sur les facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût (Raisons économiques)

Pour déterminer le type de fondation approprié, nous procédons dans l'ordre suivant : nous évaluons d'abord les semelles isolées, puis les semelles filantes, ensuite le radier général, et enfin nous sélectionnons celui qui correspond le mieux en fonction des caractéristiques du sol.

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$, et ancrées à 3 m de profondeur

VI.9 Choix du type des fondations :

➤ Semelles isolées :

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $N_{ser}/S < \sigma_{so}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol avec **$\sigma_{sol} = 200 \text{ KPa}$**

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le **logiciel ETABS18.0.2** à L'ELS.

N_{ser} = 1361,61kn

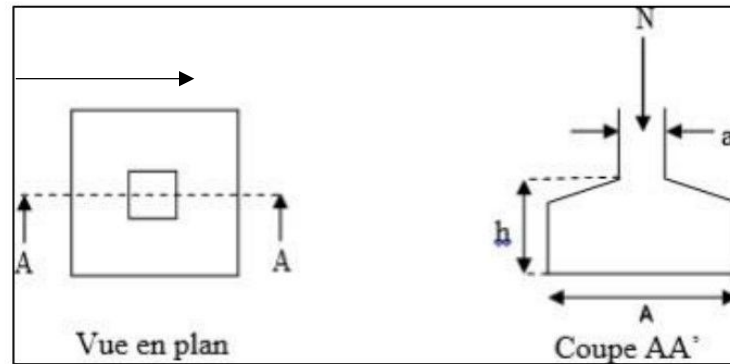


Figure VI. 1: Schéma statique du bâtiment

$$\frac{N_{ser}}{S} < \delta_{sol}$$

$$S = N_{ser} / \sigma_{sol} = 1361,61 / 200 = 6,080 \text{ m}^2$$

$$S \leq 6,080 \text{ m}^2 \Rightarrow A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{6,08} = 2,46 \Rightarrow B = 2,5 \text{ m}$$

$$S = B \times B \Rightarrow B \geq 2,5 \text{ m.}$$

➤ Conclusion :

Après analyse, on a constaté un chevauchement entre les semelles isolées, ce qui les rend difficilement utilisables. En vérifiant les semelles filantes, le même problème est apparu. C'est pourquoi nous avons choisi de passer directement à l'étude d'un radier général, plus adapté aux conditions du projet

➤ Radier général :

Un radier est une dalle continue qui recouvre toute la surface de la construction. Cette dalle peut être soit massive, avec une épaisseur importante, soit nervurée, ce qui la rend plus fine mais renforcée par des nervures croisées de hauteur significative. Dans notre situation, nous choisirons un radier nervuré inversé, une option à la fois économique et pratique. La charge

normale supportée par le radier correspond à la somme des charges normales exercées par l'ensemble des poteaux.

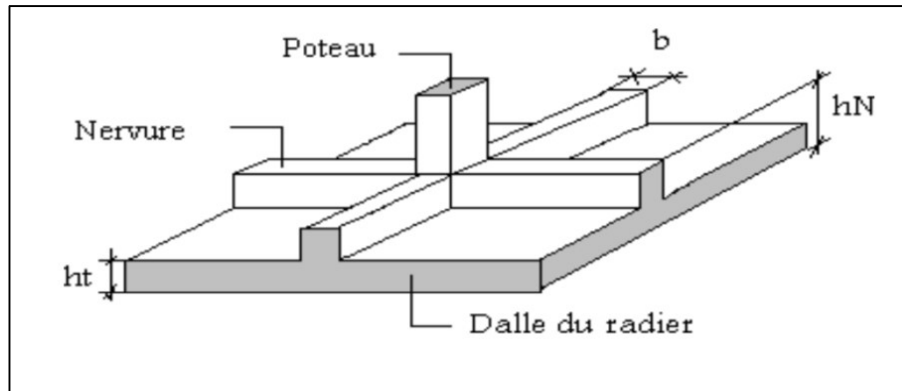


Figure VI. 2: Schéma de la semelle isolé.

➤ La surface de radier :

$$N_{ser} = 50902 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{Ser}}{S_{necessaire}} < \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\text{surface du bâtiment} = 424,112 \text{ m}^2$$

$$S_{necessaire} > \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{50902}{200} = 254,51 \text{ m}^2$$

$$S_{nécessaire} = 254,51 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 424,11 \text{ m}^2$$

Remarque : Vu que la surface de notre structure est supérieure, donc n'est pas obliger d'augmenter la surface.

➤ Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} < hl < \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6,60 - 30 = 630 \text{ m}$$

$$\frac{630}{25} < hl < \frac{630}{20}$$

$$25,2 < hl < 31,5$$

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

• **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = T_u / b \times d < \overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

avec :

$$T_u = q l / 2 \text{ et } q = N_u \cdot 1 \text{ ml/Srad}$$

$$N_u = 12686,267 \text{ kN}$$

$$L = 6,30 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{pl}{2bd} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b(0,9h)} < \tau$$

$$h2 > \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times (0,9\tau)}$$

$$h2 > \frac{12686,267 \times 10^3 \times 6300}{2 \times 424,112 \times 10^6 \times 1000 \times (0,9 \times 3)}$$

$$h2 > 34,84 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h = 35 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

$$H \geq \text{Max}(h1 ; h2) = 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 35 \text{ cm}$

2. Nervures :

a. Condition de coffrage :

$$B > L_{\max} / 10$$

$$B \geq 63 \text{ cm.}$$

On opte $B = 65 \text{ cm}$

b. La hauteur de nervure :

- Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$L_{\max} / 15 < h_N < L_{\max} / 10$$

On a :

$$L_{\max} = 630 \rightarrow 42 \text{ cm} \leq h_N \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : $h_N = 60 \text{ cm}$

- Condition de la raideur :

Pour évaluer la rigidité de la dalle du radier, nous employons le concept de largeur, défini par l'expression suivante :

$$L_{\max} < (\pi/2) L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen) :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$ Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ Pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3]$ Pour un très bon sol.

B : Largeur de poteau : $B = 0,5 \text{ m}$.

I : Inertie de la section transversale du radier : ($I = bh^3/12$).

L : distance maximale entre deux poteaux : $6,30 \text{ m}$

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \left(\frac{2l}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times (2 \times 6300)^4}{20000 \times \pi^4}} = 1157,91 \text{ mm}$$

On prend :

$$h_{N2} = 150 \text{ cm.}$$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2})$$

On prend : $h=150 \text{ cm}$

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h_R=35 \text{ cm}$.
- Les dimensions de la nervure : $h_N=150 \text{ cm}$ et $b=65 \text{ cm}$

VL.9.a Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$X_G = 14,54 \text{ m}$$

$$Y_G = 7,98 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 9851,71 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 32706,558 \text{ m}^4$$

VL.9.b Vérifications Nécessaires :

➤ Vérification de la Stabilité du Radier :

Assurer la stabilité contre le basculement de cette structure sous les forces horizontales est d'une importance capitale

Le rapport MS/MR doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 ($MS/MR > 1.5$)

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement de terres.

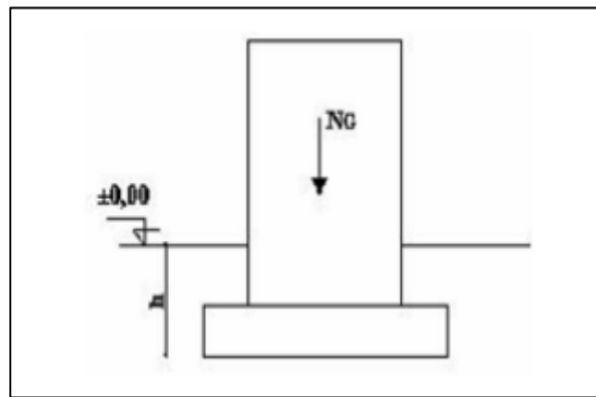
M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques, Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$h = 3,06 \text{ m}$



- Sens x-x :

$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$

$N_1 = 25307,21 \text{ kN}$

$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 424,112 \times 0,3 = 3180,84 \text{ kN}$

$N = 25307,21 + 3180,84 = 28488,05 \text{ kN}$

$M_s = N \times X_G = 414216,247 \text{ kN.m}$

$M_R = 38552,45 \text{ kN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = \frac{414216,247}{227334,639} = 18,22 > 1,5 \dots \dots \dots \text{verifier}$

- Sens-y-y :

$$M_s = N \times YG = 227338,23 \text{ kN.m}$$

Donc:

$$M_R = 528019,94 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{227338,23}{528019,94} = 43,05 > 1,5 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Conclusion :

La comparaison entre les forces verticales dues à la gravité et les forces sismiques montre que la moitié centrale de la base de la structure supporte moins de la moitié de ces forces combinées. Ainsi, notre bâtiment est stable dans les deux directions.

➤ **Vérification des Contraintes Sous le Radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,0 \text{ bars.}$$

a) Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{\text{ser}} = N_{\text{ser}}/S_{\text{rad}} < \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{50902}{424,112} = 120,02 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 120,02 \text{ MPA} < \sigma_{\text{sol}} = 170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma(L/4) = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$.

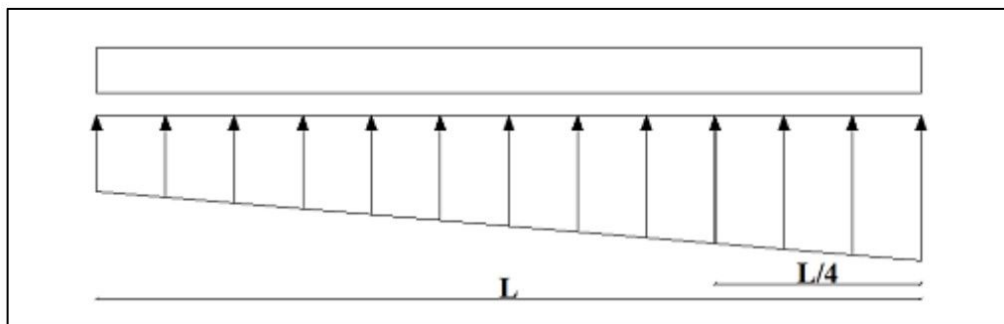


Figure VI. 3: contrainte sous le radier.

❖ ELU

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 12686,267 + 1,35 \times 3710,98 \text{ kN}$$

$$N_u = 17696,09 \text{ kN}$$

$$M_x = 178087,76 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 375812,71 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$S_r = 424,112 \text{ m}^2$$

Tableau VI. 1: contrainte sous le radier à ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (L/4) (kN/m ²)
Sens x-x	222,39	138,94	201,52
Sens y-y	53,21	30,23	47,46
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2 \min > 0$	$\sigma_m(L/4) < 1,3 \cdot \sigma_{sol} = 260$

•Conclusion :

Les contraintes sont conformes dans les deux orientations, ce qui exclut tout risque de soulèvement.

❖ **ELS :**

$$N_{ser} = 50902 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VI. 2: contrainte sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	$\sigma_m \text{ (L/4)}$ $\text{(kN/m}^2 \text{)}$
Sens x-x	198,33	163,00	189,49
Sens y-y	29,15	6,17	23,40
Vérification	$\sigma_1 \text{ max} < 1,5$ $\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2 \text{ min} > 0$	$\sigma_m \text{ (L/4)} < 1,33$ $\sigma_{sol}=260$

c) Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \text{ (L/4)} = 201,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \text{ (L/4)} = 189,49 \text{ N/m}^2$$

➤ **Ferraillage du radier :**

Le radier opère comme un plancher inversé, où les appuis sont formés par les poteaux et les poutres, subissant une pression uniforme due au poids propre de la structure et aux charges supplémentaires.

La fissuration est t considérée préjudiciable.

➤ **Ferraillage de la dalle du radier :**

Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_u \cdot 1 \text{ m} = 201,52 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1 \text{ m} = 189,49 \text{ kN/m}$$

Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

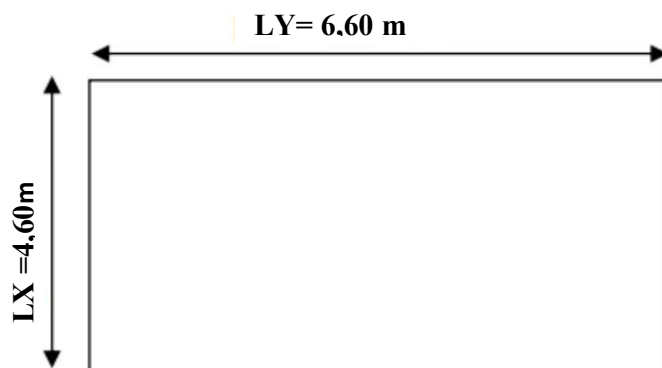


Figure VI. 4: panneau de la dalle du radier

$\rho = L_x / L_y = 4,60 / 6,60 = 0,69 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

❖ Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

- Dans le sens de l

a grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de : $\rho = L_x / L_y$ et de ν .

ν : Coefficient de poisson :

- 0 à l'ELU
- 0.2 à l'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

"BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,69 \rightarrow \mu_x = 0,0697$$

$$\mu_y = 0,4181$$

- $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
 $M_x = 0,0697 \times 201,52 \times 4,60^2$
 $M_x = 297,21 \text{ kN.m}$
- $M_y = \mu_y \times M_x$

$$M_x = 0,4181 \times 297,21 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 124,26 \text{ kN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 252,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 105,79 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 148,60 \text{ kN.m}$$

Tableau VI. 3: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,60	6,60	0,69	0,0697	0,4181	201,52	297,21	252,62	124,26	105,79	148,60

- Ferrailage de la dalle :

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ;$$

$$; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4: ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	Mu (Kn.m)	μ	As' (cm ²)	As cal (cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	252,62	0.179	0	20,73	10T20	31.42	20
	y-y	103,07	0.151	0	14,87	10T16	20.11	20
Appuis	x-x	148,60	0.105	0	11,48	10T14	15.39	20
	y-y							

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \rightarrow St \leq \text{Min}(105, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } St = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$\text{On opte } St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } St = 20 \text{ cm}$$

- Appui :**Sens x-x :**

$$St = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$\text{On prend } \rightarrow St = 20\text{cm}$$

Sens y-y :

$$St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

❖ Vérifications nécessaires :**- Condition de non fragilité :**

$$AS_{\min} = (0,23 b \times d f_{t28}) / f_e = 3,47 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0,69 \rightarrow \mu_x = 0,0697$$

$$\mu_y = 0,4181$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2$$

$$M_x = 0,0697 \times 189,49 \times 4,60^2 \rightarrow M_x = 279,46 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 116,84 \text{ kN.m}$$

1. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 237,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 99,314 \text{ kN.m}$$

2. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 139,73 \text{ kN.m}$$

Tableau VI. 5: vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kn.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	Σb _c adm (MPa)	σ _s (Mpa)	σ _s adm (Mpa)	Vérifié
Travée	x-x	237,54	19,10	11,7	15	129,3	250	Cv
	y-y	99,314	15,39	5,48	15	59,1	250	Cv
Appuis	x-x	139,73	10,45	9,41	15	95,9	250	Cv
	y-y							

Remarque : La séparation entre les deux nappes est maintenue par des armatures de diamètre généralement T12, communément appelées chaises. Ainsi, nous prévoyons l'installation de 2 chaises de HA12.

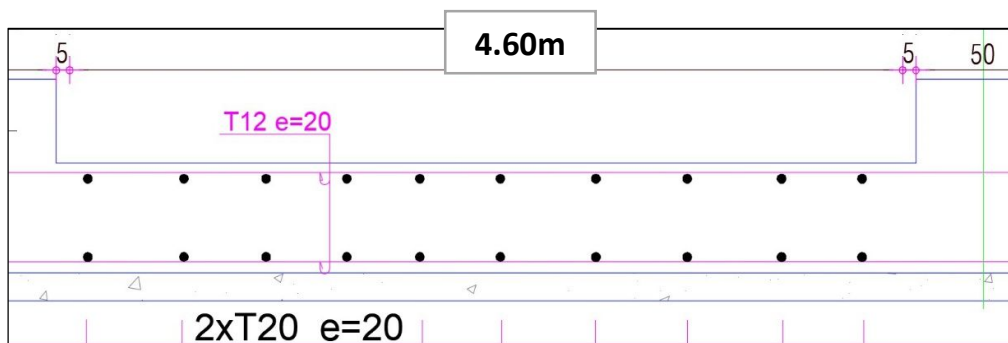


Figure VI. 5: schéma de ferrailage du radier.

➤ Ferrailage des nervures :

a) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1]

On a : $M_0 = ql^2/8$

- En travée : $M_t = 0,85M_0$

- Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b) Calcul des armatures :

$B = 65 \text{ cm}$; $h = 150 \text{ cm}$; $d = 135 \text{ cm}$ $As_{\min} = 3,47 \text{ cm}^2$

• **Sens x-x** : $L = 4,60 \text{ m}$; $q = 201,52 \text{ kN/m}$

Tableau VI. 6 : ferrailage de la nervure sens y-y

	Mu (Kn.m)	M	As' (cm ²)	As cal (cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)
Travée	453,067	0.026	0	7,81	8T16	16.08
Appuis	266,51	0.015	0	4.57	8T14	12.35

• **Sens y-y** : $L = 6,60 \text{ m}$; $q = 201,52 \text{ kN/ml}$

Tableau VI. 7: ferrailage de la nervure sens y-y

	Mu (Kn.m)	M	As' (cm ²)	As cal (cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)
Travée	923,679	0.028	0	16,19	10T16	20.11
Appuis	548,635	0.032	0	9,50	8T14	12.32

c) Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$AS_{min} = (0,23 b \times d f_{t28}) / f_e = 9,68 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI. 8: vérification des contraintes à L'ELS.

Sens	Position	Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bcadm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{sadm} (MPa)	Vérifié
x-x	Travée	237,54	19,10	1,43	15	19,6	250	oui
	Appuis	99,314	15,39	0,67	15	9,05	250	oui
y-y	Travée	139,73	10,45	1,14	15	15,2	250	oui
	Appuis			1,14	15	15,2	250	oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \tau_{u adm} = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = (533,02 \times 10^3) / (650 \times 1350) = 0.60 < \tau_{u adm} = \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

4. Armatures transversales :

5. Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \min(0,9d ; 40cm) = \min(135 ; 40cm) = 40cm \\ \frac{At}{b St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} k}{0,8 f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{At f_e}{b St} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = \max\left(\frac{0,60}{2} = 0,3 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

6. Selon le RPA 99 version 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 24\emptyset t, 17,5cm, 6\emptyset l\right) \dots \dots \text{Zone nodale} \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \emptyset l\right) \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\varnothing t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing l ; \frac{b}{10} \right) = 1,4 \text{ cm}$$

Tableau VI. 9: choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St	$\varnothing t$ (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervure	150×65	courante	17	14	8	6T14	9.24
		nodale	10		3.3	4T12	4.2

7. Armatures de peau :

Les armatures, connues sous le nom d'armatures de peau, sont réparties le long des parements des poutres de grande hauteur. Leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur orientation.

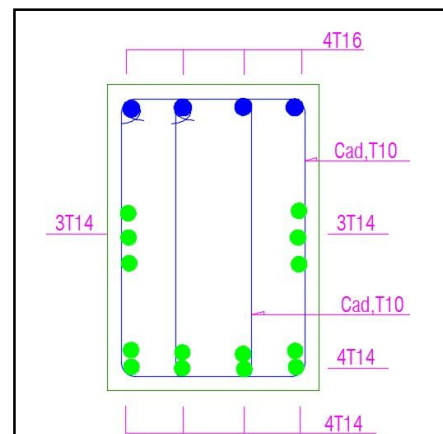
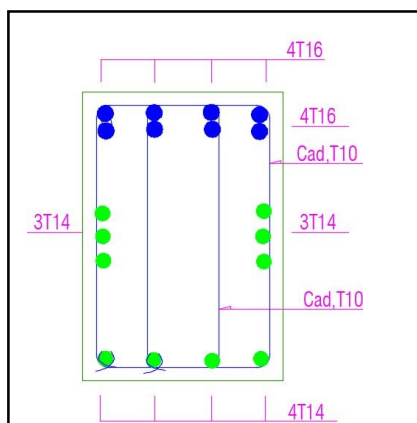
$$H = 150 \text{ cm}$$

$$A_p = 2 \times (3 \times 1.5) = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_p = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

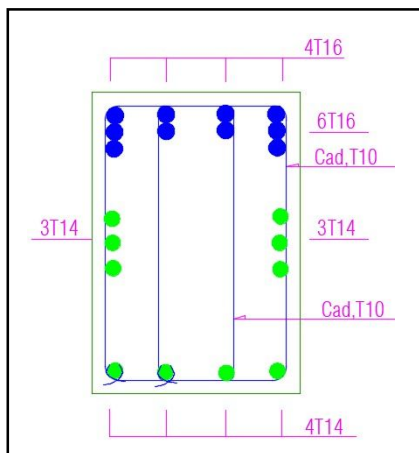
VI.9.c Schéma de ferrailage de nervure :

- sens x-x de nervure :



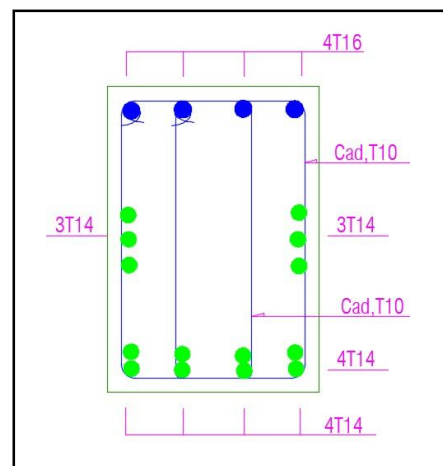
Travée

- sensy-y de nervure :



Travée

Appuis



Appuis

Le projet de fin d'études représente une étape cruciale dans la formation d'un ingénieur, permettant de mettre en valeur les connaissances acquises tout au long du parcours universitaire.

Les conclusions tirées de notre projet de fin d'études peuvent être résumées comme suit :

- Nous avons initialement étudié un bâtiment de forme irrégulière en plan et en élévation, comprenant des étages R+6+sous-sols.
- Le prédimensionnement des éléments résistants et non-structuraux de la structure a constitué la première étape de notre travail, en respectant les normes en vigueur telles que le BAEL91 modifié en 1999 et le RPA99 modifié en 2024.
- Ensuite, nous avons effectué une analyse dynamique à l'aide du logiciel ETABS18.2.2, et avons vérifié les déplacements inter étages, la période fondamentale de la structure, ainsi que sa capacité portante conformément au règlement parasismique algérien RPA99 modifié en 2024. Cette analyse a impliqué plusieurs modèles, incluant l'ajout de voiles et l'augmentation des sections des poteaux pour répondre aux critères de comportement sismique requis par le règlement.
- L'arrangement des voiles a été soigneusement étudié pour améliorer le comportement sismique de la structure de manière économique.
- Le choix du type de fondation a été dicté par la nature du sol et les charges appliquées par la structure. Dans notre étude, nous avons opté pour un radier.

Ce travail nous a permis d'appliquer de manière concrète nos connaissances en conception structurelle et en génie parasismique, tout en développant un raisonnement critique face aux choix techniques à effectuer. Nous espérons que cette étude contribuera à enrichir notre expérience professionnelle et pourra servir de base de réflexion pour des projets similaires dans un contexte réel.