

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



UNIVERSITÉ DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Option : Structure

Mémoire de Fin d'étude
En vue de l'obtention du diplôme de Master

Thème :

Étude et conception parasismique d'un bâtiment Rez-de-chaussée+10 étage+2 sous-sols contreventé par voiles

Réalisé par :

Gharbi Yahia Kamel

Mazeghrane Lyes

Encadrée par :

Mme: N.Kerboua

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice **N.KERBOUA**, qu'a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.*

*Nous ne manquerions pas de remercier vivement les enseignants du département de **GENIE CIVIL** qui nous ont suivies tout au long de notre cursus, et qui nous ont permis d'acquérir les connaissances nécessaires pour l'élaboration de ce modeste travail.*

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner ce manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apportés aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace

A ma mère,

Tu m'as donné la vie ; la tendresse et le courage pour réussir.

Tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte.

En t'témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entouré.

A mon père,

L'épaule solide, l'œil attentif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mes sentiments, que Dieu te préserve et te procure santé et longue vie.

A mon frère et ma sœur qui ont été toujours à mes côtés,

A toutes mes oncles et tantes,

A tous mes amis et collègues,

Dédicace

Je dédie cette thèse à ...

A mes parents ; pour votre soutien ; sacrifice et votre appui tout au long de ces années d'instruction aucune expression ne saura vous traduire mes sentiments et ma gratitude envers vous.

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

A mes deux frères,

A toute ma famille et mes amis,

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي+10 طوابق + 2 طوابق ارضية سفلية باستخدام نوعين من الجدران (أجور و صفائح الجبس), يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب المعايير الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**) .

-مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة الروافد, الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

-الدراسة الحركية تمت باستعمال (**ETABS**).

-تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99, CBA**) .

- للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي (**SOCOTEC**).

-دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

RESUME

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple de R +10 étages + 2 sous sol en utilisant deux types de remplissages (maçonnerie et Placoplatre), qui sera implantée dans la wilaya d'Alger, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

- La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.
 - L'étude dynamique et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ETABS**).
 - Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**CBA, BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003**).
- Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisé un logiciel (**SOCOTEC**).
- L'étude des éléments de l'infrastructure fait également partie de ce projet.

ABSTRACT

The aim of this study is the conception of building R +10floors + 2 underground using two types of fillings (masonry and plasterboard filling), which will be established in Algiers , classified in zone III according to the Algerian payment the Algerian seismic design regulations (**RPA 99 version 2003**).

- The stability of structure is ensured by the beams, and the columns and the walls.
 - The study and the analysis of this plan had been established by software (**ETABS**).
 - The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applied in strengths to knowing (**CBA, BAEL91 modify99, RPA99 - Version 2003**).
- For the checking of reinforcement we used software (**SOCOTEC**).
- The study of the elements of the infrastructure also forms part of it project.

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Plans

Introduction générale.....	1
Chapitre I : présentation de l'ouvrage	
I.1.Introduction.....	2
I.2.présentation de l'ouvrage	2
I.3.caractéristique mécanique des matériaux.....	4
I.4.hypothèses de calcul.....	9
Chapitre II : pré dimensionnement	10
II.1.introduction	10
II.2.pré dimensionnement des planchers.....	12
II.3.evaluation des charges.....	15
II.4.pré dimensionnement des poutres	16
II.5.pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.6.pré dimensionnement des voiles.....	25
Chapitre III : calcul des éléments secondaires	
III.1.introduction	25
III.2.acrotère.....	32
III.3.escalier.....	39
III.4.etude des planches.....	60
III.5.plancher en dalle pleine	64
III.6.balcon.....	68
Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique	
IV.1.introduction	68
IV.2.etude dynamique.....	68
IV.3.modilisation de la structure.....	70
IV.4.etude sismique.....	71
IV.5.résultats de l'analyse sismique.....	77
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant	
V.1.introduction	104
V.2.ferrailage des poteaux.....	104
V.3.ferrailage des poutres	120
V.4.ferrailage des voiles	138

V.5.ferraillage des linteaux.....	158
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1.itroduction	165
VI.2.choix de type de fondation	165
VI.3.calcul des fondations	165
VI.4.etude du voile périphérique.....	184
Conclusion.....	189

Annexe

Références

Bibliographique

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.

- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement œnométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.

- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Liste des tableaux

Tableau II.1	Composition de la terrasse (inaccessible)	12
Tableau II.2	Composition du plancher courant	12
Tableau II.3	Composition de la dalle pleine	13
Tableau II.4	Composition de la dalle pleine (balcon)	13
Tableau II.5	Composition de mur extérieur	13
Tableau II.6	Composition de mur intérieur	14
Tableau II.7	Charges d'exploitations	14
Tableau II.8	Pré-dimensionnement des poutres	16
Tableau II.9	Surface reprise par le poteau le plus sollicité	19
Tableau II.10	Dégression des surcharges	20
Tableau II.11	La descente des charges permanentes (Poteau central)	22
Tableau II.12	La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central)	22
Tableau II.13	choix final des poteaux centraux	23
Tableau III.1	Poids propre du palier de repose de l'escalier	34
Tableau III.2	Poids propre du Paillasse	34
Tableau III.3	combinaison ELU et ELS	35
Tableau III.4	Ferraillage des marches	36
Tableau III.5	Vérification des contraintes des marches	36
Tableau III.6	Ferraillage du pallier	37
Tableau III.7	Vérification des contraintes du pallier	38
Tableau III.8	diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 4 travées	48
Tableau III.9	diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 5travées	50
Tableau III.10	diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 6 travées	52
Tableau III.11	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	54
Tableau III.12	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	54
Tableau III.13	Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS	56
Tableau III.14	Récupulatif du calcul de laflèche	57
Tableau III.15	Ferraillage de la dalle pleine	61
Tableau III.16	Vérification des contraintes à l'ELS	63
Tableau III.17	Ferraillage des balcons	66
Tableau IV.1	Facteur de qualité	74
Tableau IV.2	Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau	78
Tableau IV.3	Participation massique du modèle initial	79
Tableau IV.4	Participation massique du modèle final	81
Tableau IV.5	Vérification des déplacements inter-étage	83
Tableau IV.6	Vérification de l'effort normal pour les poteaux	85
Tableau IV.7	participation massique du modèle final	86
Tableau IV.8	Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x)	89
Tableau IV.9	Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y)	90
Tableau IV.10	vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux	91
Tableau IV.11	Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe(x-x)	92
Tableau IV.12	Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe(y-y)	93
Tableau IV.13	Poids cumulée de chaque étage	93
Tableau IV.14	participation massique du modèle final	95
Tableau IV.15	Vérification des déplacements inter-étage du modèle final	97
Tableau IV.16	vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux	99

Tableau IV.17	Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final	101
Tableau V.1	Caractéristiques du béton et de l'acier	104
Tableau V.2	Ferraillages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})	106
Tableau V.3	Ferraillages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr})	106
Tableau V.4	Ferraillages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr})	107
Tableau V.5	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	107
Tableau V.6	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	108
Tableau V.7	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{\max})	108
Tableau V.8	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	109
Tableau V.9	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	109
Tableau V.10	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{\max})	110
Tableau V.11	Choix des armatures des poteaux	110
Tableau V.12	Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{corr} , N^{\max})	111
Tableau V.13	Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{\min} , M^{corr})	112
Tableau V.14	Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{corr} , M^{\max})	112
Tableau V.15	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	114
Tableau V.16	Espacement maximale selon RPA99 des poteaux	116
Tableau V.17	Choix des armatures transversales pour les poteaux	116
Tableau V.18	Schéma de ferraillage des poteaux	119
Tableau V.19	Ferraillage des poutres porteuses 30x50	121
Tableau V.20	Ferraillage des poutres porteuses 30x50	121
Tableau V.21	Ferraillage des poutres porteuses 30x50	122
Tableau V.22	Ferraillage des poutres non porteuses 30x40	122
Tableau V.23	Ferraillage des poutres non porteuses 30x40	122
Tableau V.24	Ferraillage des poutres non porteuses 30x40	123
Tableau V.25	Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50	123
Tableau V.26	Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40	124
Tableau V.27	Vérification de la condition de non fragilité	124
Tableau V.28	Vérification des poutres (30X50) à l'ELS	125
Tableau V.29	Vérification des poutres (30X40) à l'ELS	125
Tableau V.30	Vérification de la contrainte de cisaillement	126
Tableau V.31	calcul des armatures transversales	126
Tableau V.32	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	128
Tableau V.33	Ferraillage des poutres porteuses 30x50(Pour les bouts de voile)	129
Tableau V.34	Ferraillage des poutres porteuses 30x50(Pour les bouts de voile)	129
Tableau V.35	Ferraillage des poutres porteuses 30x50(Pour les bouts de voile)	129
Tableau V.36	Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50 (Pour les bouts de voile)	130
Tableau V.37	Vérification de la condition de non fragilité 30x50 (Pour les bouts de voile)	130
Tableau V.38	Vérification des poutres à l'ELS 30x50 (Pour les bouts de voile)	130
Tableau V.39	Vérification de la contrainte de cisaillement 30x50 (Pour les bouts de voile)	131
Tableau V.40	calcul des armatures transversales 30x50 (Pour les bouts de voile)	131
Tableau V.41	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x50 (Pour les bouts de voile)	131
Tableau V.42	Ferraillage des poutres non porteuses 30x40(avec bout de voile)	132

Tableau V.43	Ferraillage des poutres non porteuses 30x40(avec bout de voile)	132
Tableau V.44	Ferraillage des poutres non porteuses 30x40(avec bout de voile)	132
Tableau V.45	Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40 (Pour les bouts de voile)	133
Tableau V.46	Vérification de la condition de non fragilité 30x40 (Pour les bouts de voile)	133
Tableau V.47	Vérification des poutres à l'ELS 30x40(pour les bouts de voile)	133
Tableau V.48	Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40 (Pour les bouts de voile)	134
Tableau V.49	calcul des armatures transversales 30x40(Pour les bouts de voile)	134
Tableau V.50	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(Pour les bouts voile)	134
Tableau V.51	Valeurs de (l_f/l)	141
Tableau V.52	Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	142
Tableau V.53	Aciers verticaux et horizontaux	143
Tableau V.54	Acers transversaux	144
Tableau V.55	Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple	148
Tableau V.56	Calcul des armatures verticales de l'exemple	149
Tableau V.57	Caractéristiques des voiles	151
Tableau V.58	Calcul des armatures du voile (V1)	151
Tableau V.59	Calcul des armatures du voile (V2)	151
Tableau V.60	Calcul des armatures du voile (V3)	152
Tableau V.61	Calcul des armatures du voile (V4)	152
Tableau V.62	Calcul des armatures du voile (V5)	152
Tableau V.63	Calcul des armatures du voile (V6)	152
Tableau V.64	Calcul des armatures du voile (V7)	152
Tableau V.65	Calcul des armatures du voile (V8)	153
Tableau V.66	Calcul des armatures du voile (V9)	153
Tableau V.67	Calcul des armatures du voile (V10)	153
Tableau V.68	Calcul des aciers de coutures des voiles	153
Tableau V.69	Calcul des aciers horizontaux des voiles	154
Tableau V.70	Ferraillage des linteaux	161
Tableau V.71	Ferraillage des linteaux	161
Tableau V.72	Ferraillage des linteaux	162
Tableau V.73	Ferraillage des linteaux	162
Tableau VI.1	Sections des semelles filantes	167
Tableau VI.2	Chois la hauteur de nervure	171
Tableau VI.3	caractéristiques géométriques du radier	171
Tableau VI.4	Contraintes sous le radier à l'ELU	174
Tableau VI.5	Contraintes sous le radier à l'ELS	174
Tableau VI.6	Calcul des moments à l'ELU	176
Tableau VI.7	Calcul des moments à l'ELS	176
Tableau VI.8	Ferraillage des panneaux du radier	177
Tableau VI.9	Vérification des contraintes(radier)	178
Tableau VI.10	Ferraillage des nervures sens (y-y)	179
Tableau VI.11	Ferraillage des nervures sens (x-x)	180
Tableau VI.12	Vérification des contraintes (Nervure)	180
Tableau VI.13	Ferraillage du débord	183
Tableau VI.14	Vérification des contraintes du débord	184

Tableau VI.15	Ferraillage du Voile Périphérique	186
Tableau VI.16	Vérification des contraintes à l'ELS	188

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1.escalier.....	3
I.2.diagramme contrainte déformation du béton a ELU.....	6
I.3.diagramme contrainte déformation du béton a ELS.....	7
I.4.diagramme contrainte déformation de l'acier à ELU.....	8

Chapitre II : pré dimensionnement

II.1.détails d'une planche à corps creux.....	10
II.2.détails d'une planche à dalle pleine.....	11
II.3.surface reprise par le poteau central	20
II.4.shema de voile.....	24

Chapitre III : calcul des éléments secondaire

III.1.schéma représentatif de l'acrotère.....	25
III.2.sollicitation de l'acrotère	26
III.3.diagrammes de l'effort à L' ELU.....	27
III.4.section de calcul de l'acrotère	27
III.5.distance de l'axe neutre.....	29
III.6.ferraillage de l'acrotère	31
III.7.dimensions de l'escalier.....	32
III.8.shéma de l'escalier	33
III.9.shéma statique de l'escalier.....	35
III.10.ferraillage du palier.....	38
III.11.ferraillage des marches	38
III.12.coupe des planches en corps creux	39
III.13.shéma de poutrelle	39
III.14.diagramme des moments fléchissant et efforts.....	49
Tranchant de la poutrelle à 4 travées	
III.15. diagramme des moments fléchissant et efforts.....	51
Tranchant de la poutrelle à 5 travées.	
III.16. diagramme des moments fléchissant et efforts.....	52
Tranchant de la poutrelle à 6 travées	
III.17.disposition constructive des armatures	59
Des poutrelles	
III.18.disposition constructive des armatures.....	60
Da la table de compression	
III.19.shéma de la dalle pleine sous sol.....	60
III.20.ferraillage de la dalle pleine	63
III.21.vue en plan des balcons.....	64
III.22.plan de ferraillage des balcons.....	67

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique

IV.1.spectre de réponse.....	75
IV.2.vue en 3D du modèle initial.....	77
IV.3. vue en plan du modèle initial.....	78
IV.4.vue en 3D du modèle 1.....	80

IV.5.vue en plan du modèle 1	80
Chapitre V : ferrailage des éléments résistant	
V.1.arrêt des barres	127
V.2.shéma de ferrailage des poutres porteuses	135
Et non porteuses	
V.3.shéma de poutre avec bout de voile	137
V.4.définition de l'élément mur.....	141
V.5.discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	145
V.6.disposition des armatures verticales dans les voiles.....	146
V.7.disposition des voiles	150
V.8.Contraintes δ_{22}	155
V.9.Contraintes δ_{12}	155
V.10.ferrailage des voile (V3 ; RDC).....	156
V.11. ferrailage des voile (V3 ; 5 ^{ème}).....	157
V.12. ferrailage de linteau (RDC).....	163
V.13.ferrailage de linteau (5 ^{ème}).....	164
Chapitre VI : étude des fondations	
VI.1.semelle isolée sous poteaux	166
VI.2.semelle filantes.....	167
VI.3.disposition des nervures par rapport au radier.....	168
Et aux poteaux.	
VI.4.schéma statique du bâtiment.....	172
VI.5.contrainte sous le radier	173
VI.6.vue en plan illustrant dimensions du panneau	177
De rive le plus sollicité	
VI.7.ferrailage de la dalle du radier	179
VI.8.ferrailage des nervures du sens porteur	182
VI.9.shéma du débord	182
VI.10.diagramme des moments	182
VI.11.ferrailage du débord	184
VI.12.vue illustrant les dimensions du panneau	185
Le plus sollicité	
VI.13.ferrailage du voile périphérique.....	188

Introduction

I. INTRODUCTION GENERALE :

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude pour un bâtiment de R+10, avec 2 sous-sols.

Notre mémoire se structure comme suit :

- Le 1^{er} chapitre constitue une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (Poteaux, poutres et voiles).
- Dans le troisième chapitre nous étudions les éléments secondaires (acrotère, poutrelles, escaliers, balcons, dalle pleine).
- Le quatrième chapitre qui est une étape importante pour notre étude ; c'est la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations.
- L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETABS 18.0.2**.

Le calcul de ferraillement des éléments structuraux a été déterminé avec le logiciel **SOCOTEC**, fondé sur les résultats du logiciel **ETABS18.0.2**, sera l'objectif du cinquième chapitre.

- Le sixième chapitre portera sur l'étude de fondation.

Et enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale.

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un Bâtiment (**RDC+10+2SS**) à usage multiple, l'ouvrage est implanté à Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93, BAEL91**, et aux règles parasismiques **RPA99 version 2003**.

I.2. Présentation De L'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc. Cette structure se compose de :

- Rez de chaussée et le premier étage à usage de commerce.
- 9 étages à usage d'habitation.
- 2 sous sol à usage de parking.
- Terrasse inaccessible.

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....34.4m.
- Hauteur du sous sol 1.....3.65 m.
- Hauteur du sous sol 2.....2.96m.
- Hauteur du rez-de-chaussée et étage courant..... 3,55 m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan29.23m.
- Largeur totale en plan22.59 m.

I.2.2. Ossature :

Le bâtiment est assuré par une structure résistante constituée de portiques auto-stable en béton armé et des voiles suivant les deux sens qui assure la rigidité et la stabilité de la structure.

Donc selon (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement du bâtiment est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.2.3. Classification du bâtiment selon (**RPA 99 versions 2003**) :

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

I.2.4. Plancher :

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment, on a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine (sous-sol et balcons).

I.2.5. Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

- Escaliers avec palier qui sont constituées de deux volées.

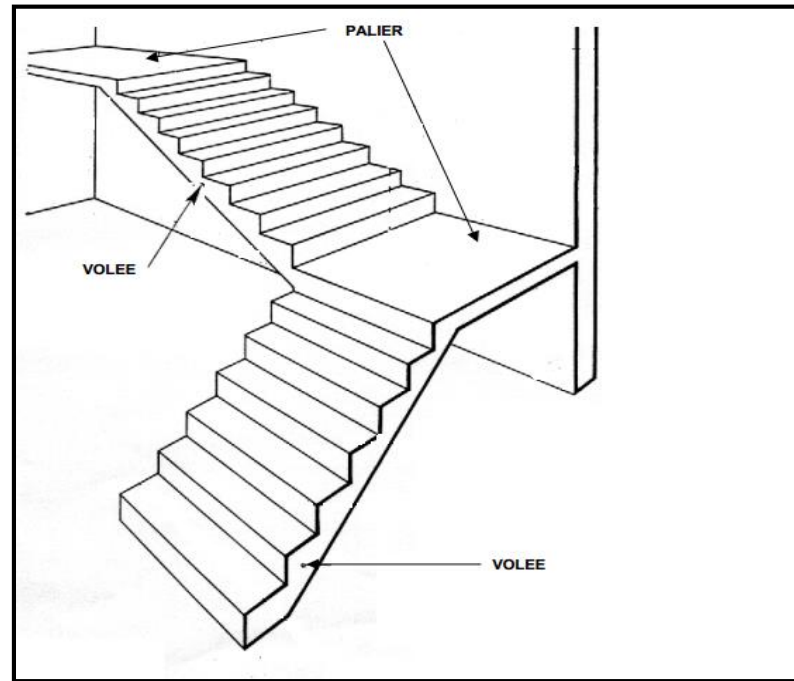


Figure I.1 : Escaliers.

I.2.6 Terrasse :

Notre structure comporte un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.2.7. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

I.2.8 Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.2.9. Infrastructure :

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

- * Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- * Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- * La contrainte admissible du sol est de **3 bars (selon un rapport de sol)**.
- * La catégorie de site S_3 : site meuble.

I.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et à la réglementation en vigueur en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

I.3.1. Béton :**a. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

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

1. une résistance mécanique élevée.
 2. un retrait minimum.
 3. une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
 - **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 32,5 (CEMI325).
 - **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
 - **Sable** : sable noir 0/3, il a été utilisé pour la construction et le sable jaune qui a été utilisé pour la maçonnerie.

b. Résistance du béton :

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «**j**» jours.

b.1. Résistance à la compression:

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section 200cm^2 .

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

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

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

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

b.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction à « **j** » jours notée par « **f_{tj}** », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (MPa) \quad [1]$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, on trouve $f_{t28} = 2,1$ MPa

c. Module de déformation longitudinale :

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

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

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j** jours, le module d'élasticité instantané du béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (MPa) \quad \text{Donc : } E_{ij} = 32164.195 \text{MPa} \quad [1]$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à **j** jours. (MPa)

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

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j** jours, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (Mpa) \quad \text{Donc : } E_{vj} = 10818.886 \text{MPa} \quad [1]$$

d. Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L} = \frac{\text{Allongement relatif dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinale}}$$

• **E.L.U :**

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

• **E.L.S :**

$\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limites de calcul :

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

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 14.17 MPa$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 18.49 MPa$

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si $t > 24h$ $\longrightarrow \theta = 1$

Si $1 h < t < 24 h$ $\longrightarrow \theta = 0,9$

Si $t < 1 h$ $\longrightarrow \theta = 0,85$

Avec : t = durée d'application de l'action considérée en heures. .

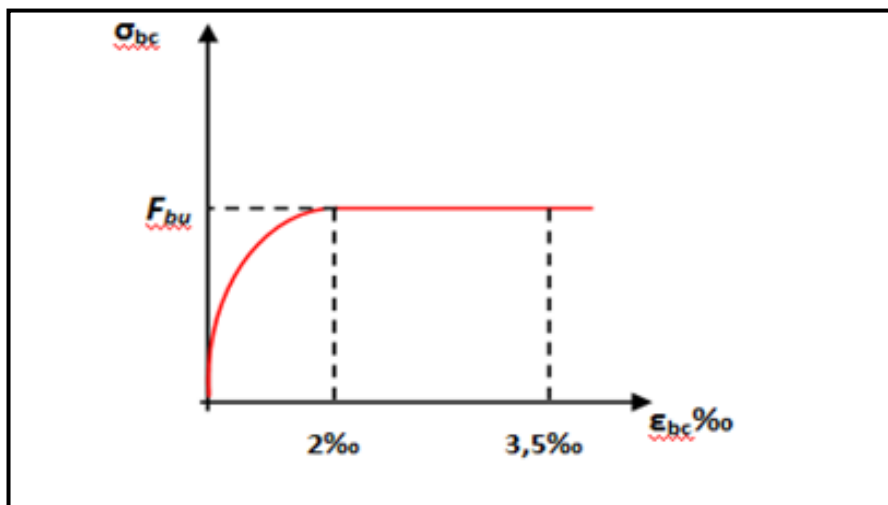


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

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

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

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

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

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

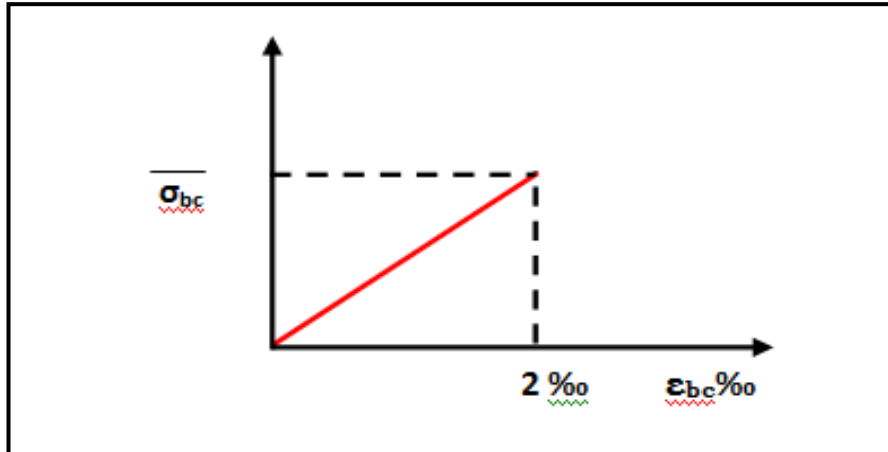


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton a ELS.

I.3.2. ACIERS :

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (\emptyset) : **FeE240**
- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE500**
- Treillis soudés (TS) : **TLE520 $\emptyset=6 mm$** pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): ($f_e= 235 MPa$)
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500 MPa$.
- Treillis soudés (TS) : $f_e= 520MPa$.

b. Module d'élasticité des aciers :

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

$$E_s = 2,1.10^5 MPa$$

c. Les contraintes limites de calcul :

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

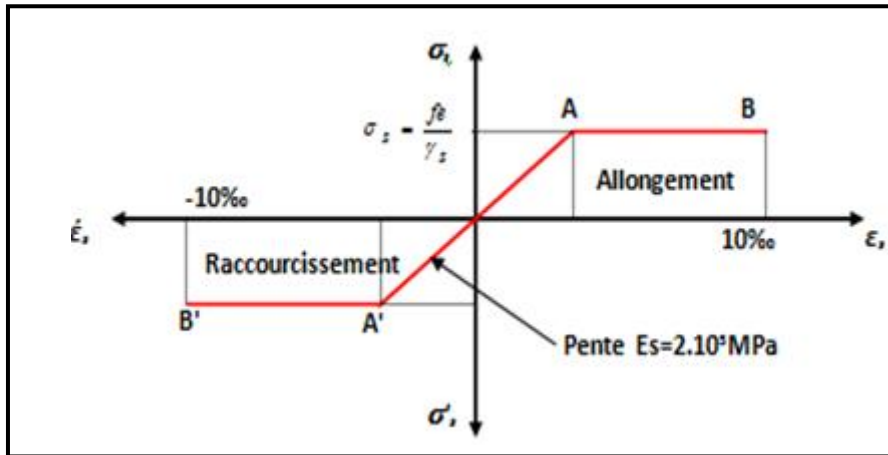


Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier

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

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

Pour les aciers FeE500 on a : $\epsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07 \text{‰}$

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

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$ [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e, \max(200; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$

η : Coefficient de fissuration

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

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

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de :

$$\frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. Hypothèses de calcul :

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

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{est}$$

égale a :

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

$$\diamond \text{ Haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 434,78 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$ Hauteur du sous sol.

Pré Dimensionnement

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99 V2003**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

Les résultats obtenus peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux dont leur épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

Pour des planchers courants et pour des raisons économiques et de mise en œuvre, on opte généralement pour des corps creux avec des poutrelles préfabriquées. Ils sont conçus afin de supporter leur poids propre, les charges d'exploitations et assurer l'isolation thermique et phonique.

a) Plancher à corps creux :

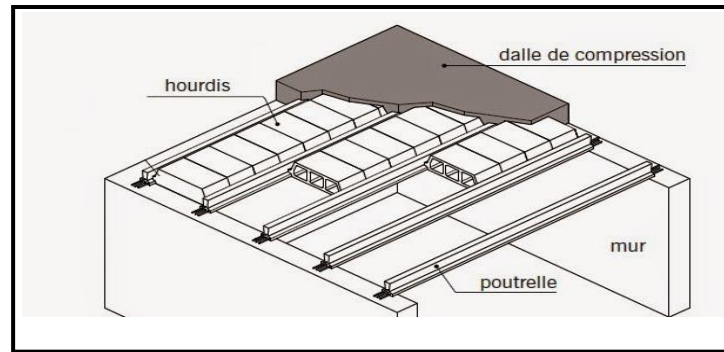


Figure II.1 : Détails d'un plancher à corps creux

Selon le **BAEL 91**, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$\boxed{\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}} \quad [1]$$

h_t : L'épaisseur totale du plancher.

L : la portée maximale de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$L = 3,5\text{m} \quad \implies 18,8 \leq h_t \leq 23,5$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5)=21cm**.

Avec :

- { 16 cm : hauteur du corps creux.
- { 5 cm : hauteur de la dalle de compression.

b) Plancher à dalle pleine : (balcon et sous-sol)

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

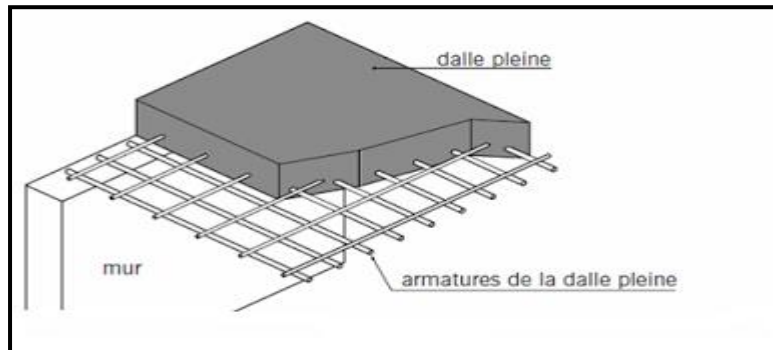


Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

Le coupe feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe - feu

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe – feu

Alors, on admet : $e = 11 \text{ cm}$.

- **Résistance à la flexion :**

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
 - Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- [6]

Avec :

e = Epaisseur de la dalle pleine.

L_x = La plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 3,5 \text{ m}$

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $9,40 \leq e \leq 11,75$ (cm) \longleftrightarrow On admet : $e = 11$ cm .

• **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit : $e = 15$ cm.

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on choisit une épaisseur de 16cm.

II.3. Evaluation des charges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le DTR B.C.2.2. [4]

II.3.1 Charges permanentes :

A) Terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Composition de la terrasse (inaccessible)

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ²)	G(KN/m2)
1. Gravillon de protection	5	17	0,85
2. Etanchéité multicouche			0,12
3. Forme de pente	10	22	2,2
4. Isolation thermique	4	4	0,16
5. Dalle de compression +corps creux	16+5	10	2,80
6. Enduit en plâtre	2	10	0,20
$\Sigma=G$			6.34KN/m²

B) Etage courant :

Tableau II.2 : Composition du plancher courant

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ²)	G(KN/m2)
1. Carrelage	2	22	0,44
2. Mortier de pose	2	20	0,40
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Dalle de compression + corps creux	16+5	10	2,8
5. Enduit en plâtre	2	10	0,20
6. Cloisons de distribution	10	10	1,00

$$\Sigma=G \quad \boxed{5,38 \text{ KN/m}^2}$$

A) Dalle pleine (sous sol) :

Tableau II.3: Composition de la dalle pleine

Matière	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ²)	G(KN/m ²)
1. Carrelage	2	22	0,44
2. Mortier de pose	2	20	0,40
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. Dalle pleine	15	25	3,75
5. Enduit en plâtre	2	10	0,20
6. Cloisons de distribution	10	10	1,00
$\Sigma=G$			6,33 KN/m²

B) Balcon :

Tableau II.4 : Composition de la dalle pleine (balcon)

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Enduit en plâtre	0,03	10	0,30
$\Sigma \rho = G$			5.45 KN/m²

C) Mur extérieur (double cloisons)

Tableau II.5: Composition de mur extérieur

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. L'âme d'air	0,05	00	0,00
4. Briques creuses	0,15	09	1,35
5. Enduit extérieur	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			2,81 KN/m²

D) Mur intérieur :

Tableau II.6: Composition de mur intérieur

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. Enduit au plâtre	0,05	10	0,20
		$\Sigma \rho = G$	1,3 KN/m²

II.3.2 Charges d'exploitations :

Tableau II.7: Charges d'exploitations.

1) Acrotère	$Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$
2) Plancher terrasse inaccessible	$Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$
3) Plancher étage courant (habitation)	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
4) Escaliers	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
5) Balcon	$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
6) Parking (sous sol)	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II.4 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- **Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur **b** de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nu .

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

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

1-Poutre principale (porteuse)

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 4,7 \text{ m.} \end{array} \right.$$

2- Poutre secondaire (non porteuse) $\left\{ \begin{array}{l} L = 3,5 \text{ m.} \end{array} \right.$

Tableau II.8: Pré-dimensionnement des poutres

Selon le BAEL91 (pré -dimensionnement)[1]			
Poutre principale		Poutre secondaire	
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 4,7 \text{ m}$ $31,33 \leq h \leq 47 \text{ (cm)}$ $h = 50 \text{ cm}$		$L = 3,5 \text{ m}$ $23,33 \leq h \leq 35 \text{ (cm)}$ $h = 40 \text{ cm}$
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$15 \leq b \leq 35 \text{ (cm)}$ $b = 30 \text{ cm}$		$12 \leq b \leq 28 \text{ (cm)}$ $b = 30 \text{ cm}$
Selon le RPA99/V2003 (vérification)[2]			
<ul style="list-style-type: none"> • $h \geq 30 \text{ cm}$ • $b \geq 20 \text{ cm}$ • $h/b \geq 4$ 	$h = 50 \geq 40 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $50/30 = 1.67 \leq 4$		$h = 40 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $40/30 = 1.33 \leq 4$
Condition de rigidité			
$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$	$\frac{50}{500} = 0.1 > 0.0625$		$\frac{40}{300} = 0.133 > 0.0625$

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.5.1 Procédure de pré-dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

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

❖ **D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 :**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad [1]$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).
- λ: Elancement d'EULER : λ = $\frac{L_f}{i}$
- L_f: Longueur de flambement : l_f = kl₀
- i: Rayon de giration : i = $\sqrt{\frac{I}{B}}$
- I: Moment d'inertie de la section : I = $\frac{b \cdot a^3}{12}$
- B : Surface de la section du béton : a x b
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b = 1,50).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s = 1,15)..... situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier (f_e = 500 MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28} = 25 MPa).
- A_s' : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-0,02) (b-0,02)] m².
- $\left(a = \frac{l_f}{10} \right)$
- Br = (a - 0,02)² → a = b = $\sqrt{Br} + 2$ (cm)

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : [1]

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \geq 50 \\ 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Selon BAEL, on prend comme hypothèse $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

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

En faisant l'application numérique B_r sera égale à : $B_r \geq 0,062 \cdot N_u$

* Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux carrés
 - * $\text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm}$
 - * $\text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20}$
 - * $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$

Avec : (a ;b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

❖ Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).
- B : section de béton du poteau.
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\% B$),

- n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.
- En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Calcul des poteaux :

Le poteau le plus sollicité est :

Tableau II.9: Surface reprise par le poteau le plus sollicité D4

Type de poteau	Surface (m ²)
Poteau central	14,35

II.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime :

a. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q.

Donnée par **DTR.B.C.2.2**

Avec :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \quad \text{pour } n \geq 5$$

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs..
- $Q_0 = 1 \text{ KN/m}$ (Terrasse inaccessible).
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}$ (usage d'habitation).

Tableau II.10 : Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_{0=}$ Q ₀	01,00
10	Q ₁	$\Sigma_{1=}$ Q ₀ +Q ₁	02,50
9	Q ₂	$\Sigma_{2=}$ Q ₀ +0,95 (Q ₁ +Q ₂)	03,85
8	Q ₃	$\Sigma_{3=}$ Q ₀ +0,90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	05,05
7	Q ₄	$\Sigma_{4=}$ Q ₀ +0,85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	06,10
6	Q ₅	$\Sigma_{5=}$ Q ₀ +0,80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	07,00
5	Q ₆	$\Sigma_{6=}$ Q ₀ +0,75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	07,75
4	Q ₇	$\Sigma_{7=}$ Q ₀ +0,714 (Q ₁ +.....+Q ₇)	08,50
3	Q ₈	$\Sigma_{8=}$ Q ₀ +0,69 (Q ₁ +.....+Q ₈)	09,28
2	Q ₉	$\Sigma_{9=}$ Q ₀ +0,67 (Q ₁ +.....+Q ₉)	10,05
1	Q ₁₀	$\Sigma_{10=}$ Q ₀ +0,65 (Q ₁ +.....+Q ₁₀)	10,75
RDC	Q ₁₁	$\Sigma_{11=}$ Q ₀ +0,64 (Q ₁ +.....+Q ₁₁)	11,56
Sous-sol1	Q ₁₂	$\Sigma_{12=}$ Q ₀ +0,625 (Q ₁ +.....+Q ₁₂)	12,88
Sous-sol2	Q ₁₃	$\Sigma_{13=}$ Q ₀ +0,62 (Q ₁ +.....+Q ₁₃)	14,33

b- Descente de charges :

1. Poteau central : D4

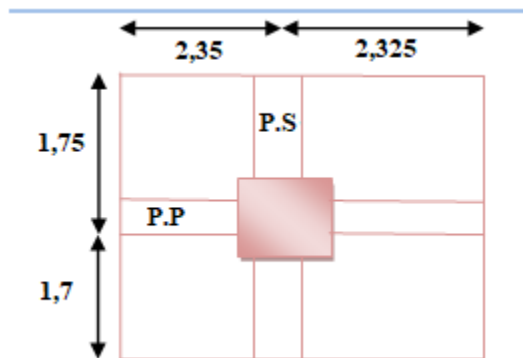


Figure II.3 : surface reprise par le poteau central.

- Niveau terrasse : S= 14,35m²

Plancher..... 14,35 × 6,34 = 96.85 KN.

Poutre principale..... 0,5 × 0,3 × 25 × 4,675= 17.625 KN.

Poutre secondaire.....0,3 × 0,40 × 25 × 3,45 = 10,8 KN.

$$G_{Terrasse} = 125.275 \text{ KN.}$$

• Niveau étage courant (du 10^{ème} jusqu'au RDC) : S=14,35 m²

Plancher.....14,35 × 5,38 = 81.06 KN.

Poutre principale.....0,5 × 0,3 × 25 × 4,675= 17.625 KN.

Poutre secondaire.....0,4 × 0,3 × 25 × 3,45 = 10.8 KN.

Poids du poteau 25x(2,73)x(0,3)² =7.25KN

$$G_{\text{Etage courant}} = 116.735 \text{ KN.}$$

• Niveau plancher sous-sol 1: S = 14,35 m²

Plancher..... 14,35 × 6,33 = 96,09 KN.

Poutre principale.....0,5 × 0,3 × 25 × 4,675= 17.625 KN.

Poutre secondaire.....0,4 × 0,3 × 25 × 3,45 = 10.8 KN.

Poids du poteau 25x(3.98)x(0,3)² =8.96 KN

$$G_{\text{sous-sol}} = 133.475 \text{ KN}$$

• Niveau plancher sous-sol 2: S = 14,35 m²

Plancher..... 15.18 × 6,33 = 96.09 KN.

Poutre principale.....0,5 × 0,3 × 25 × 4,675= 17.625 KN.

Poutre secondaire.....0,4 × 0,3 × 25 × 3,45 = 10.8 KN.

Poids du poteau 25x(2.96)x(0,3)² = 6.66 KN .

$$G_{\text{sous-sol}} = 131.175 \text{ KN}$$

- Charges permanentes (G) :

Tableau II.11 : La descente des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Charge permanent de chaque Niveau	G cumulé
Terrasse	124.31	124.31
10	116.74	241.05
9	116.74	357.79
8	116.74	474.53
7	116.74	591.7
6	116.74	708.44
5	116.74	824.75
4	116.74	941.49
3	116.74	1058.23
2	116.74	1175.97
1	116.74	1291.71
RDC	116.74	1408.45
Sous-sol 1	133.475	1541.925

- Charges d'exploitation (Q)

Tableau II.12 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface	Surcharge	Q (kN)
Terrasse	15.18	1,00	15.18
10	15.18	2,50	37.95
9	15.18	3,85	58.443
8	15.18	5,05	76.659
7	15.18	6,10	92.598
6	15.18	7,00	106.26
5	15.18	7,75	117.645
4	15.18	8,50	129.03
3	15.18	9,28	140.87
2	15.18	10,04	152.41
1	15.18	10,75	163.185
RDC	15.18	11,56	175.48
Sous-sol 1	15.18	12,88	195.52

- Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : choix final des poteaux centraux.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nser (KN)	Nu(KN)	Br(cm ²)	RPa (cm)	a=b (cm)	Choix	σ_{ser} (Mpa)	obs
Terrasse	124.31	15.18	139.49	190.59	125.79	30.00	12.21	30×30	1.79	Ok
10	240.84	37.95	278.79	382.059	252.16	30.00	17.88	30×30	3.72	Ok
9	357.37	58.44	415.81	570.11	495.61	30.00	26.26	30×30	5.62	Ok
8	473.9	76.66	550.56	757.76	500.12	30.00	24.36	30×30	5.50	Ok
7	590.43	92.6	683.03	935.98	617.75	30.00	26.85	30×30	6.84	Ok
6	706.96	106.26	813.22	1113.79	735.10	30.00	29.11	30×30	8.16	Ok
5	823.49	117.65	941.14	1288.19	850.21	30.00	31.16	35×35	7.24	Ok
4	940.2	128.99	1069.19	1462.76	965.42	30.00	33.07	35×35	8.23	Ok
3	1056.55	140.51	1197.06	1637.11	1080.5	30.00	34.87	35×35	9.22	Ok
2	1188.11	212.58	1400.69	1922.82	1269.06	30.00	37.62	40×40	8.07	Ok
1	1319.67	285.38	1605.05	2209.63	1458.36	30.00	40.18	45×45	8.85	Ok
RDC	1452.18	320.78	1772.96	2441.613	1611.46	30.00	42.14	45×45	9.64	Ok
Sous-sol 1	1583.74	365.73	1949.47	2686.64	1773.1824	30.00	44.1	45×45	8.60	Ok

II.6 Pré-dimensionnement des voiles :

Introduction :

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

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

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

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

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

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

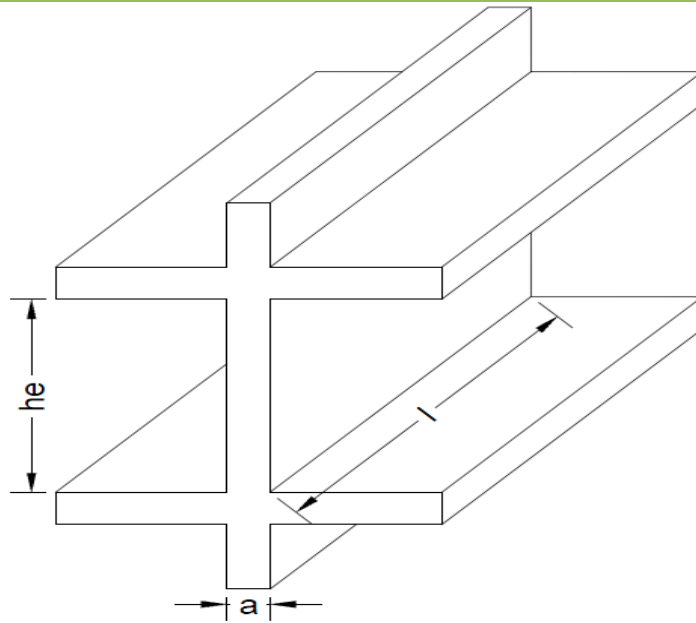


Figure II.4 : Chemin de voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\}$$

Avec:

h_e = Hauteur libre d'étage.

a_{\min} = Epaisseur du voile.

- Pour le RDC et les étages courants :

$$h_e = 3,55 - 0,5 = 3,05 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{20} = 14,7 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 14,7 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc : on prend $e = 15 \text{ cm}$

- Vérification de la longueur :

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm.}$$

Donc : on prend $L_{\min} = 60 \text{ cm.}$

Calcul des Eléments Secondaire

III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers, les planchers, balcon.

- l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.
- Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

III.2. Acrotère :

III.2.1. Définition et principe de calcul :

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

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

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

- Largeur $b=100\text{cm}$.
- Hauteur $H=60\text{cm}$.
- Epaisseur $e=10\text{cm}$.

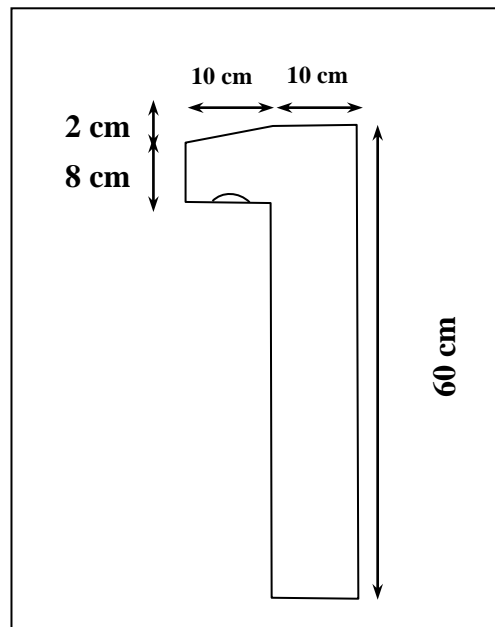


Figure III.1.: Schéma représentatif de l'acrotère

III.2.2.Evaluation des charges :

a-Charge d'exploitation : $Q=1\text{kN/ml}$

b-Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

- Poids propre de l'acrotère :

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

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) ;

$$G_{R,C} = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504\text{kN/ml}$$

$$\Rightarrow G = G_{p,p} + G_{R,C} = 2,229\text{KN / ml}$$

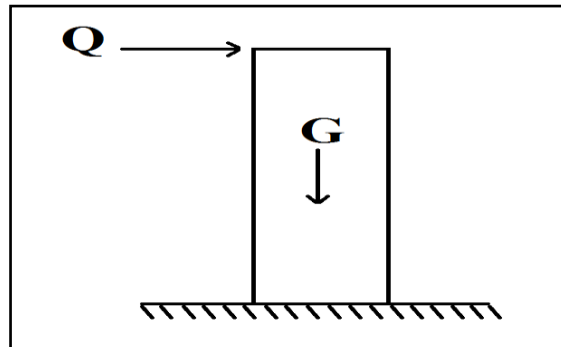


Figure .III.2: Sollicitation de l'acrotère

c-L'action des forces horizontales $Q_h (F_p)$ [2]

L'action des forces horizontales est donnée par la formule suivant : $F_p=4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1)** RPA(99) pour la Zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) RPA(99) (élément console) [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l'acrotère =2,117kN

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229=1,78\text{kN}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p) \rightarrow \left. \begin{array}{l} F_p = 1,78\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,78\text{kN}.$$

$$\text{pour une bande de 1m de largeur} \left\{ \begin{array}{l} G = 2,229\text{kN/ml} \\ Q = 1,78\text{KN/ml} \end{array} \right.$$

III.2.3. Calcul des efforts:

Pour une bande de 1m de largeur

E.L.U

$$N_u = 1,35G = 3,009 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q \cdot h = 1,60 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5Q = 2,671 \text{ k}$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,229 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1,068 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q \cdot h = 1,78 \text{ kN}$$

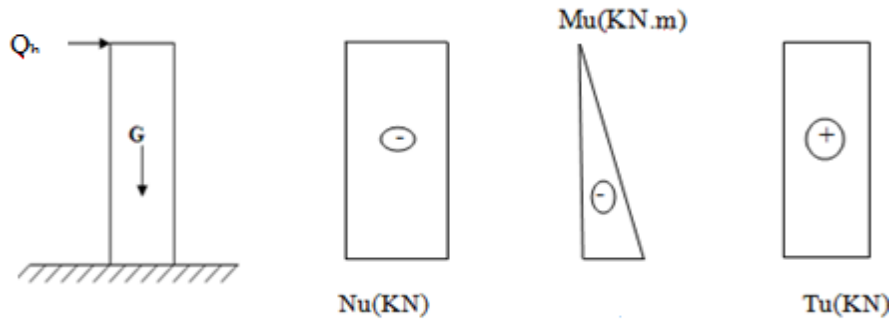


Figure III.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU

III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère :

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

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} , d = 8 \text{ cm} , f_{c28} = 25 \text{ MPa} , M_u = 1,60 \text{ kN.m} , N_u = 3,009 \text{ kN}$$

$$, f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} , c = c' = 2 \text{ cm} ; F_e = 500 \text{ MPa}.$$

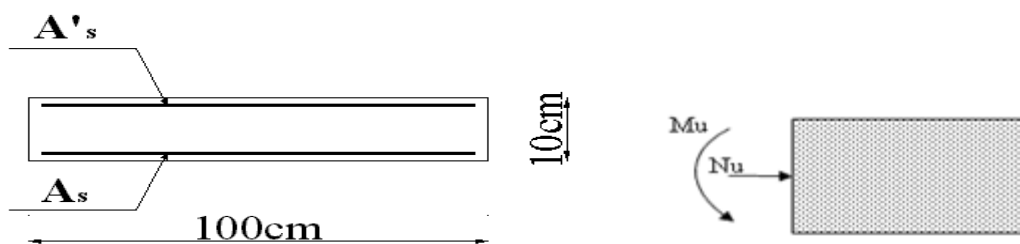


Figure III.4 : Section de calcul de l'acrotère

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60}{3,009} = 53,17 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 > \frac{h}{2} - c' \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,009 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17 \cdot 10^6} = 2,12 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow$ D'après le tableau, on trouve : $\xi = 0,1666$.

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm.}$$

$e_o > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état Limite ultime n'est pas atteint. (SPC)

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

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

✓ **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,60 + 3,009(0,12 - 0,02) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,69}{1 \times 0,09^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,017 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1,69 \times 10^6}{89,3 \times 435} = 43,50 \text{ mm}^2$$

• $A_{s1} = A'_s = 0$

• $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,58 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 Modifié 99 »

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$$

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,87 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour **6T6=1,70cm²**

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

❖ **armatures de répartitions**

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

Nous choisissons **4T6=1,13 cm²** avec un espacement

$$S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33\text{cm} \Rightarrow S_t \approx 18\text{cm}$$

III.2.6. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,91\text{cm}$$

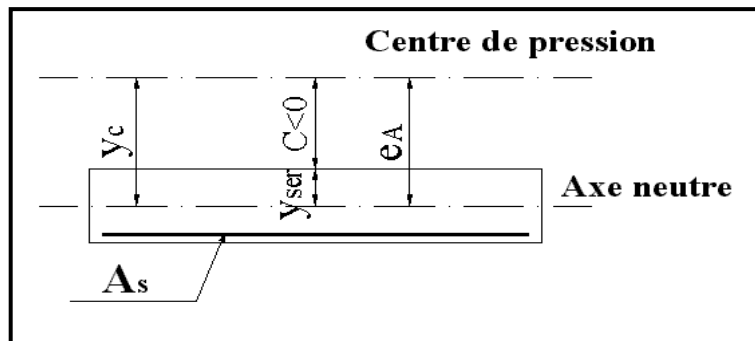


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.

On a :

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 51,91\text{cm} \Rightarrow C = -42,91\text{cm} \quad (C < 0)$$

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

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

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

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5535,24 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 151828,24 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,07 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,91$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,52 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 49,79 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,79 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 46,79 - 42,99 = 3,8 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{ser} = 3,8 \text{ cm} \\ y_c = 46,79 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 2361,50 \text{ cm}^4 \quad \text{avec } n = 15$$

Vérification des contraintes :

• **Contrainte du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \times 46,79 \cdot 10}{2361,50 \cdot 10^4} \right) \times 3,8 \times 10 = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Contraintes de l'acier :**

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 26,43\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 11,33\text{MPa} < \bar{\sigma}'_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.7. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.8.ferraillage de l'acrotère :

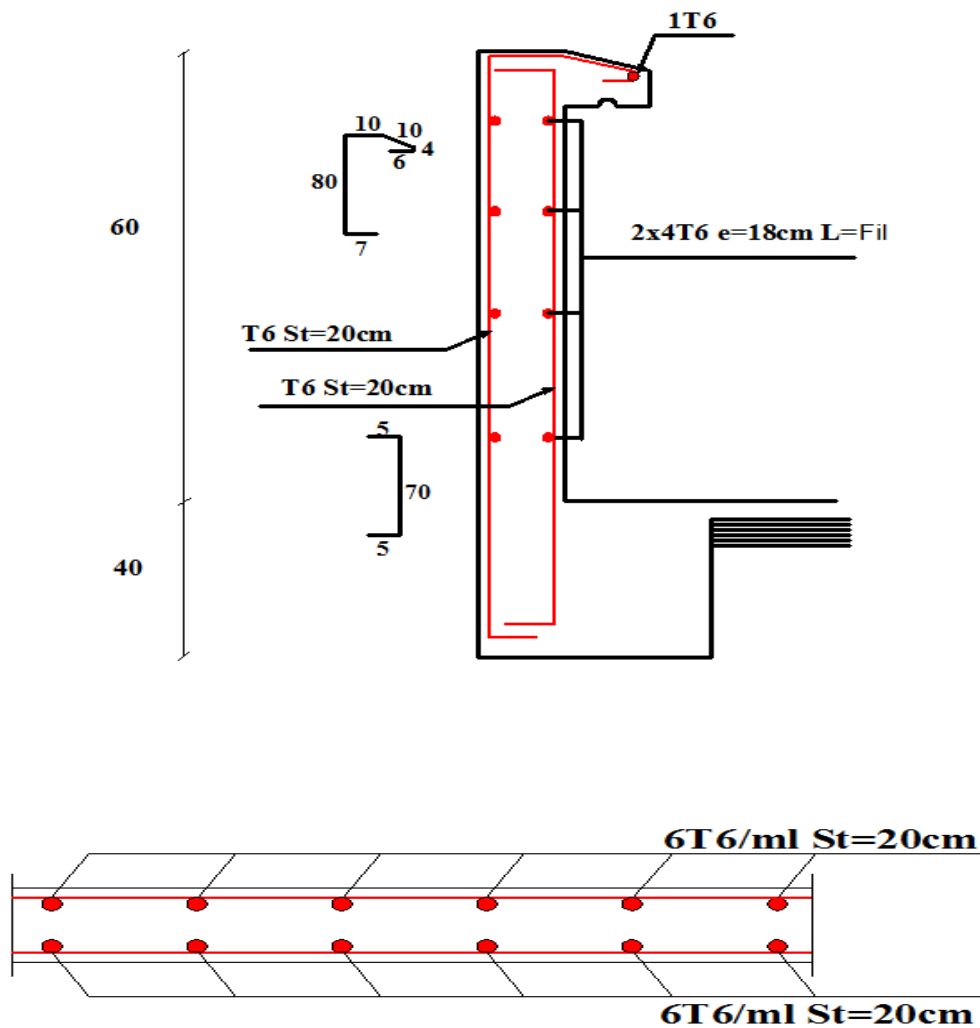


Figure III.6. Ferraillage de l'acrotère

III.3. Escalier :

III.3.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.
Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.3.2. Définitions des éléments d'un escalier :

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

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

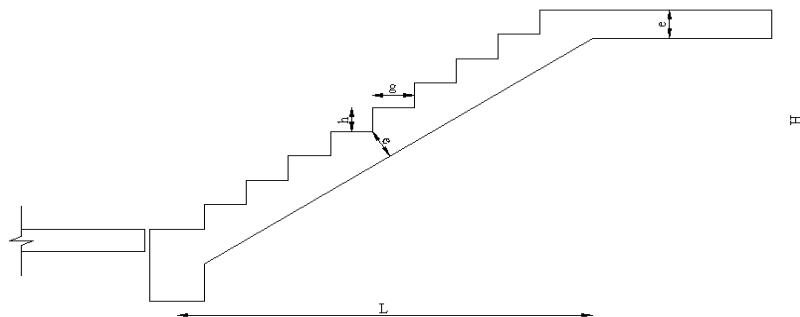


Figure. III.7 : Dimensions de l'escalier.

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 :

$2h+g=64$ (1)

$n \times h = H$ (2)

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

Dans notre structure on a un escalier droit à 2 volées

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

Avec :

n : La racine de l'équation

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

$64n^2 - 658n + 324=0$

On prend :

- le nombre de contre marche n=10
- le nombre des marchesn-1=9

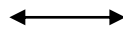
Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{162}{10} = 17 \text{ cm}$$



$h = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$



$g = 30 \text{ cm}$

Vérification de l'équation de «BLONDEL» :

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq g + 2h \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \longleftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

1^{er} Volée :

▪ Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{162}{270} = 0.60 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

▪ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

Avec :

$$l = \frac{162}{\sin \alpha} = 3,149 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 10,5 \leq e \leq 15,75 \text{ cm}$$

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

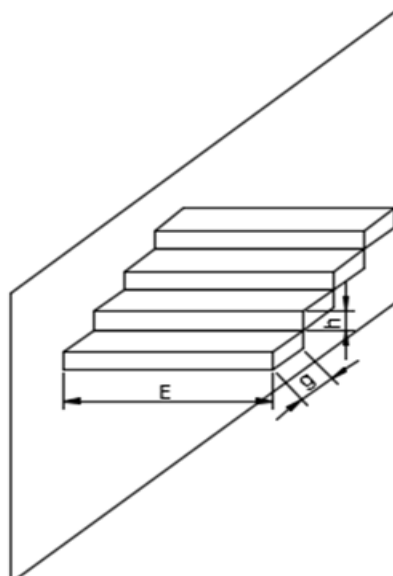


Figure. III.8 : Schéma de l'escalier.

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

III.3.3. Evaluation des charges:

a. Palier :

a.1. Charges permanentes:

Tableau III.1 : Poids propre du palier de repose de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G				5.25

a.2. Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

b. Paillasse :

b.1. Charge permanentes:

Tableau III.2: Poids propre du Paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	$0.15 / \cos \alpha$	25	4.37
5	Poids des marches	$0.17 / 2$	25	2.125
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G				8.035

b.2. Charge d'exploitation :

$$Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

III.3.4. Schéma statique :

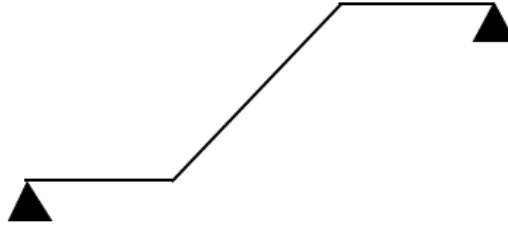


Figure III.9 : schéma statique de l'escalier.

III.3.5. Combinaison de charge :

E.L.U :

$$P_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$P_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$P_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$P_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.3: combinaison ELU et ELS

Combinaison	Le palier (KN/m ²)	La paillasse (KN/m ²)
ELU	10.84	14.59
ELS	7.75	10.53

III.3.5.1. Calcul des marches :

Les marches seront calculées comme des poutres de 30 cm de largeur et 16 cm de hauteur travaillant en console encastrée dans les voiles.

III.3.5.2. Calcul des efforts internes :

$$L = 1.4 \text{ m} \quad \text{à ELU : } M_u = \frac{P_u \times b \times L^2}{2} = \frac{14,59 \times 0,3 \times 1,4^2}{2} = 4,29 \text{ KNm}$$

$$\text{à ELS : } M_s = \frac{P_s \times b \times L^2}{2} = \frac{10,35 \times 0,3 \times 1,4^2}{2} = 3,04 \text{ KNm}$$

III.3.5.3. Ferrailage des marches :

b = 30 cm ; h = 17 cm ; d = 13 cm ; f_c = 500 MPa ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Ferrailage des marches.

M _u (kNm)	M	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _t
4.29	0.059	Oui	0	0.076	12.60	0,78	0,48	3T8	1.51

III.3.5.4. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0.38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$T_u = P_u \times b \times L = 14.59 \times 0.3 \times 1.4 = 6,13 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{6,13 \times 10^3}{130 \times 300} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Contraintes :

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

On doit vérifier que:

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Vérification des contraintes des marches.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ _b	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
3,04	1.51	3.74	2465.32	4,7	Vérifiée	171,27	250	Vérifiée

d. La flèche :

$$f = \frac{P_{ser} \times 0.3 \times L^4}{8 \times E_{vj} \times I} = \frac{10,53 \times 0.3 \times 1400^4}{8 \times 10721,39 \times 300 \times \frac{300 \times 140^3}{12}} = 2.24 \text{ mm} \leq f = \frac{L}{250} = \frac{1400}{250} = 5.6 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.

III.3.6. Calcul du pallier :

Les paliers seront calculés comme des poutres de bandes égales à 1 m de largeur et 16 cm de hauteur travaillant en console encastree dans les voiles et poutres de chaînage.

III.3.7. Calcul des efforts internes :

$$L=1,4 \text{ m} \quad \text{à ELU : } M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} = \frac{10,84 \times 1,4^2}{2} = 10,62 \text{ KNm}$$

$$\text{à ELS : } M_s = \frac{P_s \times L^2}{2} = \frac{7,75 \times 1,4^2}{2} = 7,59 \text{ KNm}$$

III.3.8. Ferrailage du pallier :

$b = 100 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Ferrailage du pallier.

M _u (kNm)	M	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _t
10,62	0,0443	Oui	0	0,056	12,71	1,92	1,26	6T8	3.02

III.3.9. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Espacement :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$
 On prend $esp = 15 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
 Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$
 On prend $esp = 15 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

c. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
 $\bar{\tau} = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$

$$T_u = P_u \times L = 10,83 \times 1,4 = 15,162 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{15,162 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

d. Contraintes :

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

On doit vérifier que:

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes du palier.

Mser (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ _b	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
7,59	3.02	3.01	5429.97	4,2	Vérifiée	209,45	250	Vérifiée

e. La flèche :

$$f = \frac{P_{ser} \times L^4}{8 \times E_{vj} \times I} = \frac{7.75 \times 1400^4}{8 \times 10721,39 \times \frac{1000 \times 140^3}{12}} = 1.31 \text{ mm} \leq f = \frac{L}{250} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.

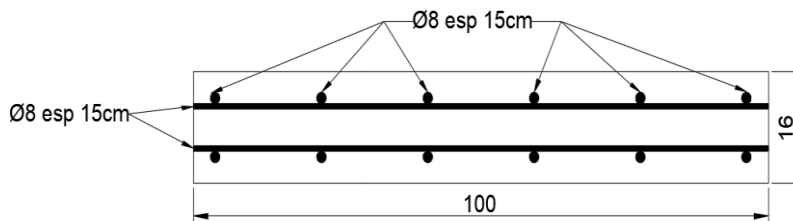


Figure III.10 : Ferrailage du palier (cm).

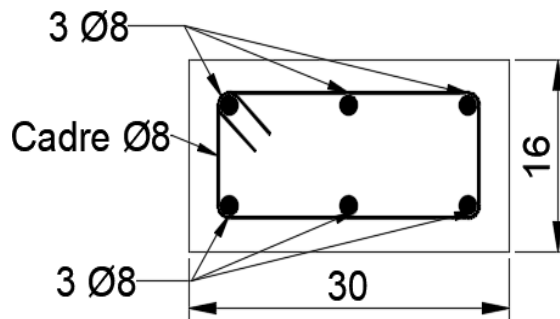


Figure III.11 : Ferrailage des marches (cm)

III.4. Etude des plancher :

III.4.1. Introduction :

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

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

III.4.2. Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x21x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

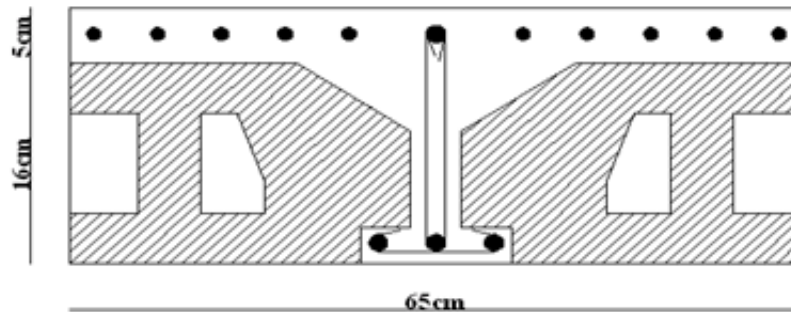


Figure III.12: coupe du plancher en corps creux

a. Etude des poutrelles :

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

Pour notre ouvrage on a trois (03) types de poutrelle :

- Poutrelle à 04 travée
- Poutrelle à 05 travées
- Poutrelle à 06 travées

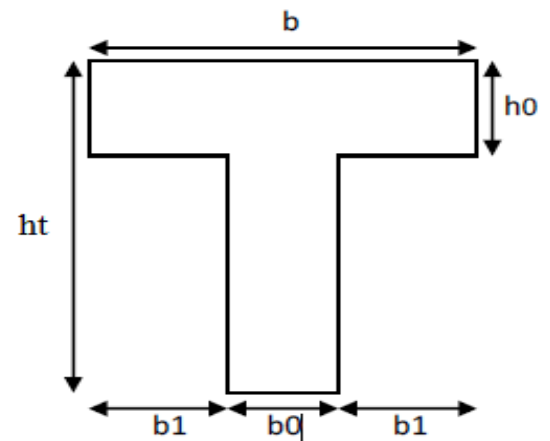


Figure III.13: Schéma de poutrelle

a.1. Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{470}{25} \leq h \leq \frac{470}{20}$$

$$\Rightarrow 18,8 \leq h \leq 23,5cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21cm & ; & h_0 = 5cm \\ b = 65cm & ; & b_0 = 12cm \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5cm \end{cases}$$

a.2. Calcul des moments :

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

a.2.1. Méthode forfaitaire:

a.2.1.1. Domaine d'application :

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

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

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

H4 : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

• $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

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

• $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

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

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

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

Moment sur appuis :

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

a.2.2. Méthode de CAQUOT:

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :

• **Moment sur appuis :**

* $M_a = 0$Appuis de rives

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

• **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

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

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

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

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

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'_w = l$pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

***Effort tranchant :**

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

Avec :

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

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

a.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

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

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

- Poutrelle de travée $L=4,75m$
- 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 $Q=1\text{kN/m}$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

$$\begin{aligned} \text{Poids propre de la poutrelle} & \dots\dots\dots 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml} \\ \text{Poids du corps creux} & \dots\dots\dots 0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml} \\ \hline \mathbf{G} & = \mathbf{2,06 \text{ kN/ml}} \end{aligned}$$

➤ **Charges d'exploitation :**

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

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,76 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,71 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,76 \times (4,70)^2}{8} = 10,38 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,71 \times (4,70)^2}{8} = 7,48 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

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

$$M_u = 10,38 \text{ kNm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 3,01 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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 étalements 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 :

a.1 Plancher terrasse :

Charge permanentes :

$$G = 6,34 \times 0,65 = 4,12 \text{ kN/ml}$$

Surcharges d'exploitation :

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

a.2 Plancher courant :**Charge permanente :**

$$G = 5,38 \times 0,65 = 3,49 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m}$$

Charge permanente :

$$G_C = 5,38 \times 0,65 = 3,49 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q_C = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ kN/m}$$

b) Combinaison des charges :**b.1 Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,54 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 4,77 \text{ kN/ml}$$

b.2 Plancher courant :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,17 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 4,46 \text{ kN/ml}$$

b.2 Plancher courant :

$$\text{E.L.U} : q_{uc} = 1,35G + 1,5Q = 9,59 \text{ kN/ml}$$

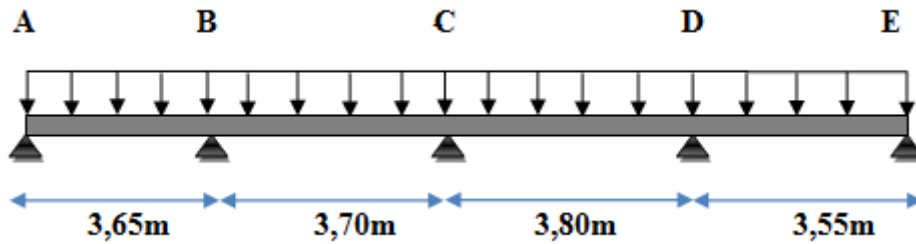
$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 6,74 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher courant (commerce) est le plus sollicité.

III.4.3 Calcul les efforts internes des poutrelles:

a) Poutrelle à quatre travées :



$$\begin{cases} q_u = 9,59 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 6,74 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) $Q = 0,65 \text{ kN/ml}$ $2G = 2 * 9,59 = 19,18 \text{ kN/ml}$

$0,65 \text{ kN/ml} \leq (19,18 \text{ kN/ml} ; 5 \text{ kN/ml}) \dots\dots\dots$ vérifier

Calcul des sollicitations :

a) L'inertie est constante pour toutes les travées..... vérifier

b) $0,85 < \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,85 < 0,98 < 1,25$ vérifier

$0,85 < \left(\frac{L_{BC}}{L_{CD}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,85 < 0,97 < 1,25$ vérifier

$0,85 < \left(\frac{L_{CD}}{L_{DE}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,85 < 1,07 < 1,25$ vérifier

c) La fissuration est peu nuisible vérifier

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des moments : $\alpha = \frac{3,25}{3,49+3,25} = 0,482$

ELU:

$M_o \text{ AB} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,59 * 3,65^2}{8} = 15,97 \text{ KN.m}$

$M_o \text{ BC} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,59 * 3,70^2}{8} = 16,41 \text{ KN.m}$

$M_o \text{ CD} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,59 * 3,80^2}{8} = 17,30 \text{ KN.m}$

$M_o \text{ DE} = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,59 * 3,55^2}{8} = 15,11 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

$$M_a = 0,2 * 15,97 = 3,19 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5 * \text{Max} \begin{cases} M_o \text{ AB} \\ M_o \text{ BC} \end{cases} = 0,5 * 16,41 = 8,21 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 * \text{Max} \begin{cases} M_o \text{ BC} \\ M_o \text{ CD} \end{cases} = 0,4 * 17,30 = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 * M_o \text{ CD} = 0,5 * 17,30 = 8,65 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,2 * 15,11 = 3,02 \text{ KN.m}$$

En travées :

AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$1) \text{ Mt AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 * 15,97 \\ (1 + 0,3 * 0,482) * 15,97 - \frac{3,19 + 8,21}{2} \end{array} \right. = 12,66$$

$$2.1) \text{ Mt AB} \geq \frac{1,2 + 0,3 * 0,482}{2} * 15,97 = 10,78$$

$$\text{Mt AB} = 12,66 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$1) \text{ Mt DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 * 15,11 \\ (1 + 0,3 * 0,482) * 15,11 - \frac{8,65 + 3,02}{2} \end{array} \right. = 11,54$$

$$2.1) \text{ Mt DE} \geq \frac{1,2 + 0,3 * 0,482}{2} * 15,11 = 10,20$$

$$\text{Mt DE} = 11,54 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$1) \text{ Mt BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 * 16,41 \\ (1 + 0,3 * 0,482) * 16,41 - \frac{8,21 + 6,92}{2} \end{array} \right. = 11,31$$

$$2.2) \text{ Mt BC} \geq \frac{1 + 0,3 * 0,482}{2} * 16,41 = 9,43$$

$$\text{Mt BC} = 11,31 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$1) \text{ Mt CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 * 17,30 \\ (1 + 0,3 * 0,482) * 17,30 - \frac{6,92 + 8,65}{2} \end{array} \right. = 12,11$$

$$2.2) \text{ Mt CD} \geq \frac{1 + 0,3 * 0,482}{2} * 17,30 = 9,95$$

$$\text{Mt CD} = 12,11 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_o AB = \frac{q l^2}{8} = \frac{6,74 \cdot 3,65^2}{8} = 11,22 \text{ KN.m}$$

$$M_o BC = \frac{q l^2}{8} = \frac{6,74 \cdot 3,70^2}{8} = 11,53 \text{ KN.m}$$

$$M_o CD = M_o DE = \frac{q l^2}{8} = \frac{6,74 \cdot 3,8^2}{8} = 12,17 \text{ KN.m}$$

$$M_o EF = \frac{q l^2}{8} = \frac{6,74 \cdot 3,8^2}{8} = 10,62 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 0,2 \cdot 11,22 = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5 \cdot \text{Max} \begin{cases} M_o AB \\ M_o BC \end{cases} = 0,5 \cdot 11,53 = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0,4 \cdot \text{Max} \begin{cases} M_o BC \\ M_o CD \end{cases} = 0,4 \cdot 12,17 = 4,87 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 \cdot M_o CD = 0,5 \cdot 12,17 = 6,08 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,2 \cdot 10,62 = 2,12 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$2) \quad M_t AB \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot 11,22 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,482) \cdot 11,22 - \frac{2,24 + 5,77}{2} \end{array} \right. = 8,90$$

$$2.1) \quad M_t AB \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,482}{2} \cdot 11,22 = 7,57$$

$$M_t AB = 8,90 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$2) \quad M_t DE \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot 10,62 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,482) \cdot 10,62 - \frac{6,08 + 2,12}{2} \end{array} \right. = 8,11$$

$$2.1) \quad M_t DE \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,482}{2} \cdot 10,62 = 7,17$$

$$M_t DE = 8,11 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$2) \quad M_t BC \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot 11,53 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,482) \cdot 11,53 - \frac{4,87 + 5,77}{2} \end{array} \right. = 7,94$$

$$2.2) \quad M_t BC \geq \frac{1 + 0,3 \cdot 0,482}{2} \cdot 11,53 = 6,63$$

$$M_t BC = 7,94 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$2) \text{ Mt CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 * 12,17 \\ (1 + 0,3 * 0,482) * 12,17 - \frac{6,08+4,87}{2} = 8,52 \end{array} \right.$$

$$2.2) \text{ Mt CD} \geq \frac{1+0,3*0,482}{2} * 12,17 = 6,99$$

$$\text{Mt CD} = 8,52 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$\text{Tw} = \frac{9,59*3,65}{2} + \frac{3,19-8,21}{3,65} = 16,13 \text{KN}$$

$$\text{Te} = - \frac{9,59*3,65}{2} + \frac{3,19-8,21}{3,65} = -18,87 \text{KN}$$

Travée BC :

$$\text{Tw} = \frac{9,59*3,70}{2} + \frac{8,21-6,92}{3,70} = 18,09 \text{KN}$$

$$\text{Te} = - \frac{9,59*3,70}{2} + \frac{8,21-6,92}{3,70} = -17,39 \text{KN}$$

Travée CD :

$$\text{Tw} = \frac{9,59*3,80}{2} + \frac{6,92-8,65}{3,80} = 17,76 \text{KN}$$

$$\text{Te} = - \frac{9,59*3,80}{2} + \frac{6,92-8,65}{3,80} = -18,68 \text{KN}$$

Travée DE :

$$\text{Tw} = \frac{9,59*3,55}{2} + \frac{8,65-3,02}{3,55} = 18,61 \text{KN}$$

$$\text{Te} = - \frac{9,59*3,55}{2} + \frac{8,65-3,02}{3,55} = -15,44 \text{KN}$$

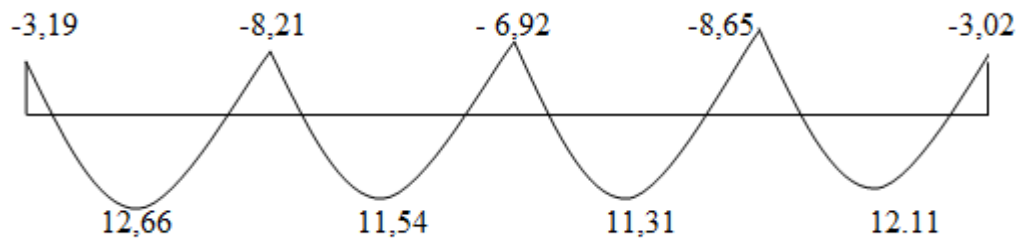
Tableau III.8: diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 4 travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	
						T _w	T _e
1	3,19	2,24	A-B	12,66	8,90	16,13	-18,87
2	8,21	5,77	B-C	11,31	7,94	18,09	-17,39
3	6,92	4,87	C-D	12,11	8,52	17,76	-18,68
4	8,65	6,08	D-E	11,54	8,11	18,61	-15,44
5	3,02	2,12					

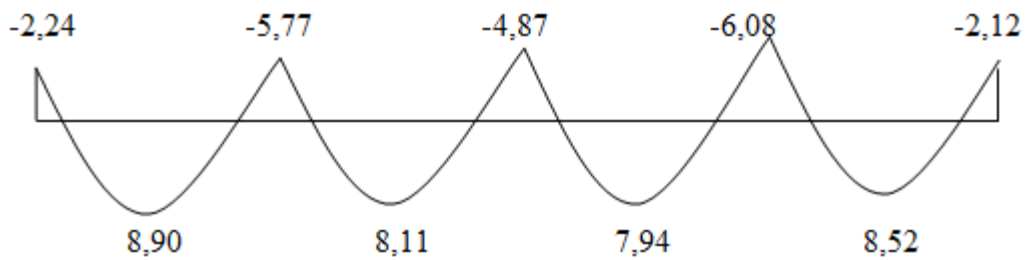
Diagrammes des efforts internes :

- **Moment fléchissant :**

E.L.U.:



E.L.S.:



- Effort tranchant :

E.L.U :

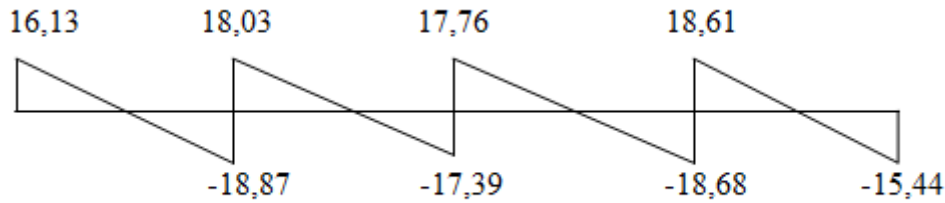
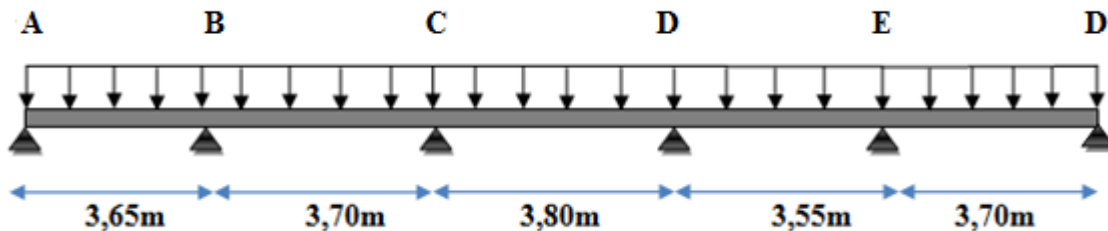


Figure III.14: diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 4 travées

2- Poutrelles à 5 travées :



$$\begin{cases} q_u = 9,59 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 6,74 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

2) $Q = 0,65 \text{ kN/ml}$ $2G = 2 \cdot 9,59 = 19,18 \text{ kN/ml}$

$0,65 \text{ kN/ml} \leq (19,18 \text{ kN/ml} ; 5 \text{ kN/ml})$ vérifier

2)_Calcul des sollicitations :

a) L'inertie est constante pour toutes les travées..... vérifier

b) $0,85 < \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,85 < 0,98 < 1,25$ vérifier

$0,85 < \left(\frac{L_{BC}}{L_{CD}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,85 < 0,97 < 1,25$ vérifier

$0,85 < \left(\frac{L_{CD}}{L_{DE}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,85 < 1,07 < 1,25$ vérifier

$0,85 < \left(\frac{L_{DE}}{L_{EF}}\right) < 1,25 \longrightarrow 0,85 < 0,95 < 1,25$ vérifier

c) La fissuration est peu nuisible vérifier

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

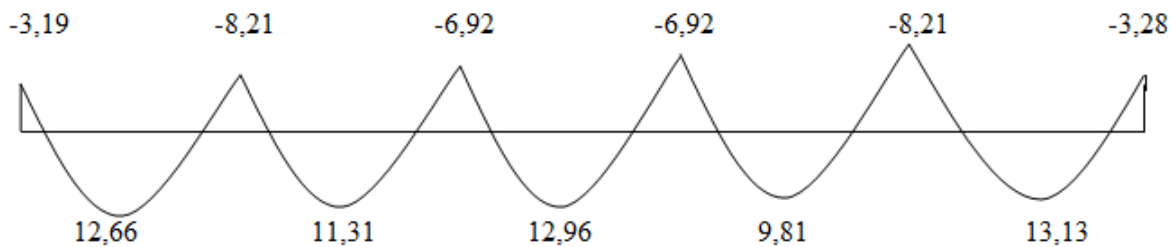
Tableau III.9: diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 5 travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	
						T _w	T _e
1	3,19	2,24	A-B	12,66	8,90	16,13	-18,88
2	8,21	5,77	B-C	11,31	7,94	18,09	-17,39
3	6,92	4,87	C-D	12,96	9,13	18,22	-18,22
4	6,92	4,87	D-E	9,81	6,89	16,66	-17,39
5	8,21	5,77	E-F	13,13	9,22	19,07	-16,41
6	3,28	2,31					

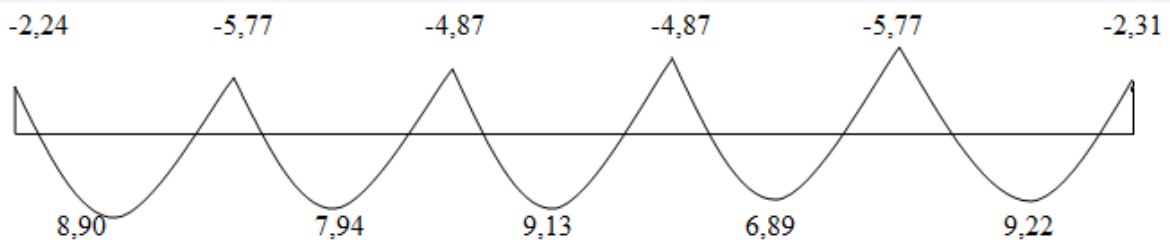
Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

E.L.U:



E.L.S:



- Effort tranchant :

E.L.U:

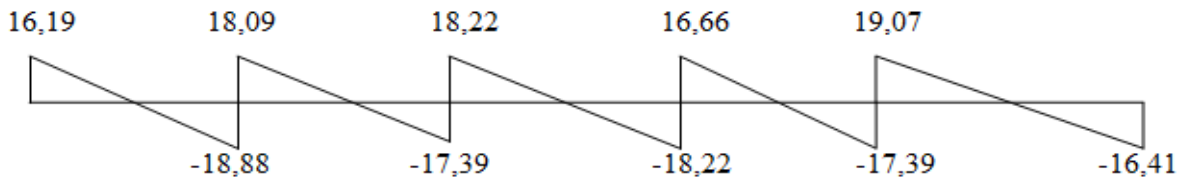
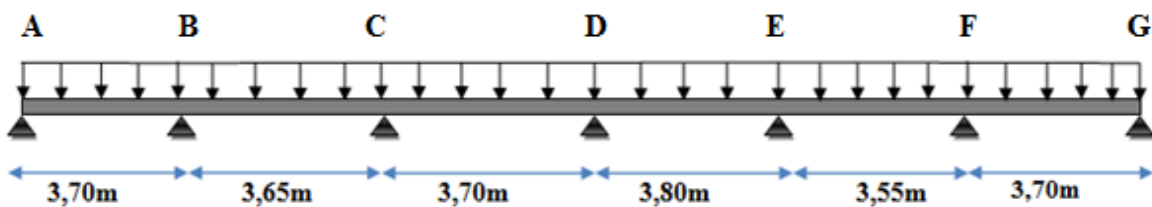


Figure III.15 : diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 5travées

3- Poutrelles à 6 travées :



$$\begin{cases} q_u = 9,59kN/ml \\ q_{ser} = 6,74kN/ml \end{cases}$$

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

3) $Q = 0,65kN/ml$ $2G = 2 \cdot 9,59 = 19,18kN/ml$

$0,65kN/ml \leq (19,18kN/ml ; 5kN/ml) \dots\dots\dots$ vérifier

2) Calcul des sollicitations :

a) L'inertie est constante pour toutes les travées..... Verifier

b) $0,85 < \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}}\right) < 1,25$	→	$0,85 < 1,01 < 1,25$	vérifier
$0,85 < \left(\frac{L_{BC}}{L_{CD}}\right) < 1,25$	→	$0,85 < 0,98 < 1,25$	vérifier
$0,85 < \left(\frac{L_{CD}}{L_{DE}}\right) < 1,25$	→	$0,85 < 0,97 < 1,25$	vérifier
$0,85 < \left(\frac{L_{DE}}{L_{EF}}\right) < 1,25$	→	$0,85 < 1,07 < 1,25$	vérifier
$0,85 < \left(\frac{L_{EF}}{L_{FG}}\right) < 1,25$	→	$0,85 < 0,96 < 1,25$	vérifier

c) La fissuration est peu nuisible vérifier

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

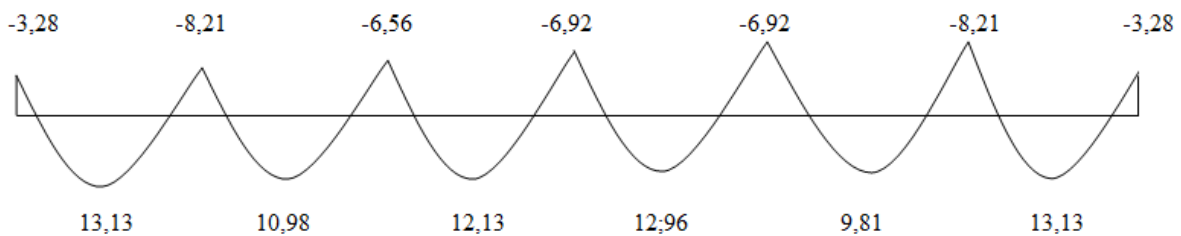
Tableau III.10 : diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 6 travées

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	
						T _w	T _e
1	3,28	2,31	A-B	13,13	9,22	16,41	-19,07
2	8,21	5,77	B-C	10,98	7,71	17,95	-17,05
3	6,56	4,61	C-D	12,13	8,52	17,64	-17,84
4	6,92	4,87	D-E	12,96	9,13	18,22	-18,22
5	6,92	4,87	E-F	9,81	6,89	16,65	-17,39
6	8,21	5,77	F-G	13,13	9,22	19,07	-16,41
7	3,28	2,31					

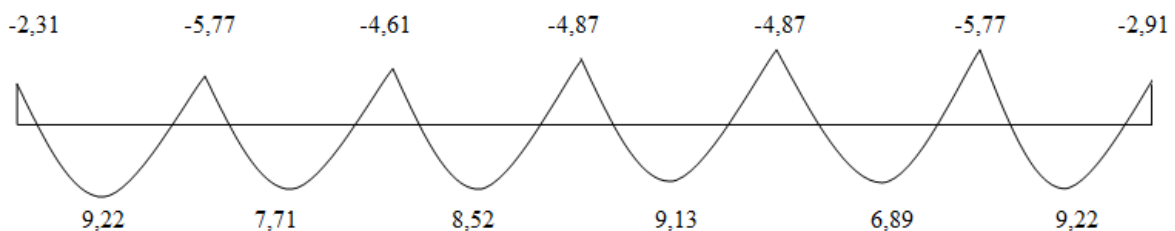
Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

E.L.U:



E.L.S:



- Effort tranchant :

E.L.U:

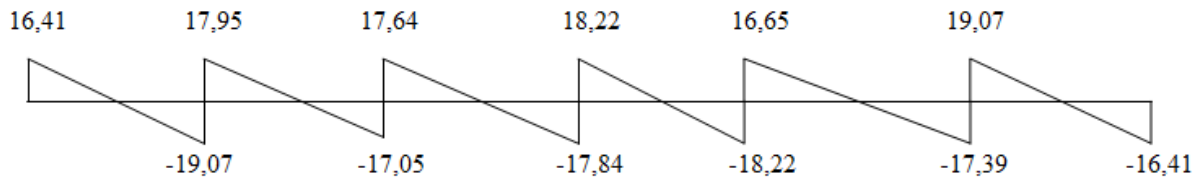


Figure III.16 : diagramme des Moment fléchissant et Efforts tranchant de la poutrelle à 6 travées

b. Calcul du ferrailage :

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

➤ **E.L.U :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu}^{max} = 13,13 \text{ kNm} \\ M_{au}^{max} = 8,65 \text{ kNm} \\ T_u^{max \text{ riv}} = 16,14 \text{ kN} \\ T_u^{max \text{ int}} = 19,07 \text{ kN} \end{array} \right.$$

➤ **E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tser}^{max} = 9,22 \text{ kNm} \\ M_{aser}^{max} = 6,08 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,53 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

Tableau. III.11 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M _{tu} (kNm)	μ	μ<μ _R	A _s '(cm ²)	A	Z(cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
13,13	0,039	Oui	0	0,049	18,53	Oui	10‰	435	1,63

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,19\text{cm}^2; 1,30\text{cm}^2\} = 1,30\text{cm}^2$$

—————> Choix : 3T10 (A_s=2,36cm²)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a: M_{au}^{max}=8,65kNm < M_{tab}=75,53kNm

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b₀xh) en flexion simple.

Tableau.III.12: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M _{tu} (kNm)	μ	μ<μ _R	A _s '(cm ²)	A	Z(cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
8,65	0,026	Oui	0	0,033	18,65	oui	10‰	435	1,06

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22\text{cm}^2$$

$$A_s = 1,06\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,22\text{cm}^2$$

—————> Choix : 2T10 (A_s=1,57cm²)

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : T_u^{max int} = 19,07kN.

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,084\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton:**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=12,51\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{16,41 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 189} = 0,8\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,57\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,38\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19,07 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 189} = 0,93\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,57\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'E.L.S :

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

c.2.1. Vérification des contraintes du béton :

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier

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

Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

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

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

- 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 qui suivent :

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

Tableau .III.13 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	9,22	2,36	0	4,02	8188,211	4,52	Vérifiée
Appuis	6,08	1,57	0	3,35	5937,5960	3,43	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h=21cm ; b₀=12cm ; d=18,9cm ; L=3,8m ; M_{tser}=9,22kNm ; A_s=2,36cm² ; f_e=500MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,055 < 0,0625 \dots \dots \dots$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0d} = 0,0104 < 0,0084 \dots \dots \dots$ *vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,055 < 0,079 \dots \dots \dots$ *non vérifiée*

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

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,76cm \quad (L < 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

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

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

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

- 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 :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau .III.14 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	Δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
7,54	2,36	7,20	0,0104	209,71	3,95	1,58	0,656	23257,12	7123,75	11420,25

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 31820,93MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10606,98MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,587cm \quad (L = 3,8m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,09cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,503cm < \bar{f} = 0,76cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

« BAEI 91 modifié 99 » :

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

« RPA 99 version 2003 » :

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

On adopte : $\phi_t = 6mm$

Donc :

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

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

Choix des armatures :

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

Choix des espacements :

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

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

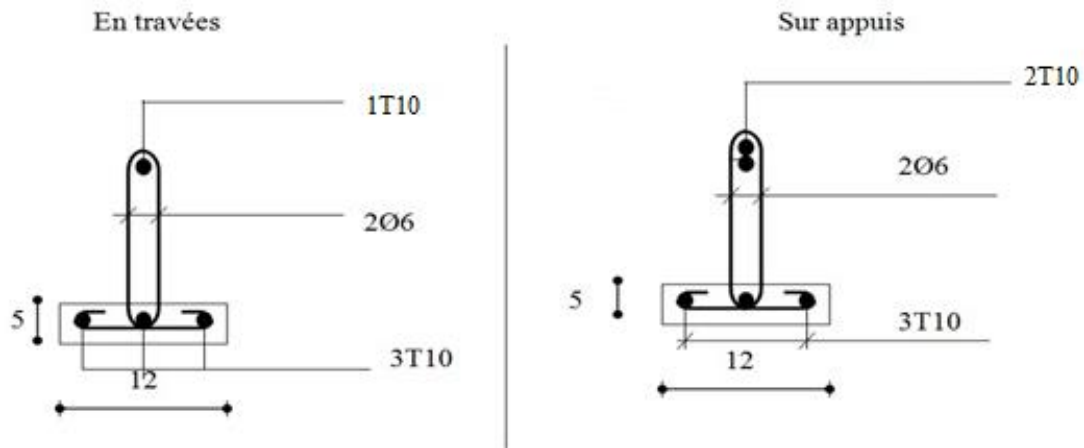


Figure. III.17 : Disposition constructive des armatures des poutrelles

e. 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)

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

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

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

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

On prend : $6T5=1,18cm^2$

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

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,59cm^2$$

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

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm et armatures T8 suivant les deux sens qui est plus utilisable.

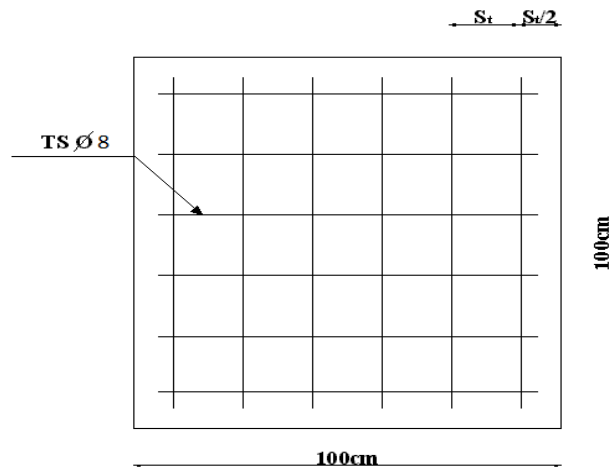


Figure III.18 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.5. Plancher en dalle pleine :

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

- type "I" : sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

III.5.1. Dalle type "I"

III.5.1.1. Evaluation des charges :

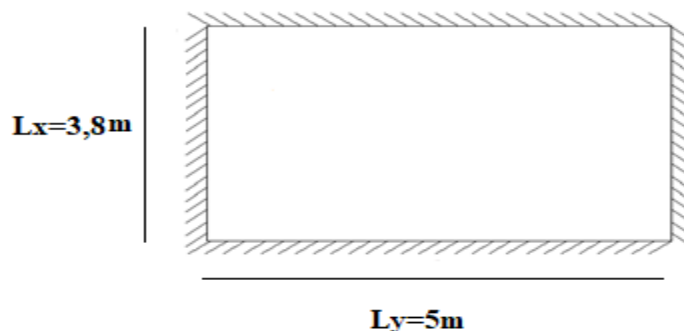


Figure .III.19: schéma de la dalle pleine sous sol

$G=6,33\text{kN/m}^2$, $Q=2,5\text{kN/m}^2$.

ELU :

$q_u=1,35G+1,5Q=12,29\text{kN/m}^2$

ELS :

$q_{ser}=G+Q=8,83\text{kN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{5} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

III.5.1.2. Calcul des moments :

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

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

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

μ_x et μ_y sont donnés par l’abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 10,79\text{kNm}$

$M_y = \mu_y M_x = 5,69\text{kNm}$

- **Moments en travées :**

$M_{tx}=0,75M_x=8,09\text{kNm}$

$M_{ty}=0,75M_y=4,26\text{kNm}$

- **Moments sur appuis :**

$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=4,05\text{kNm}$

III.5.1.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13,5\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	U	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	8,09	0,0313	0	0,039	13,29	1,39	5T8	2,51	20
	y-y	4,26	0,0164	0	0,021	13,39	0,73	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	4,05	0,0157	0	0,019	13,39	0,69	4T8	2,01	25
	y-y									

Espacement :

Travée :

-Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h = 60cm; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$

-Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h = 80cm; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$

Appuis :

-Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h = 60cm; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$

-Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h = 80cm; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$

III.5.1.4. Condition de non fragilité :

On a : $12cm \leq e \leq 30cm$

$h=e=15cm$; $b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,34cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \text{ pour les barres \grave{a} haute adh\acute{e}rence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,76 \end{cases}$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 2,51cm^2 > A_s^{min} = 1,34cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$
- Sens y-y : $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,28cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,34cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$
- Sens y-y : $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,28cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

III.5.1.5. Calcule des armatures des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas n\ecessaires si la condition ci dessous est v\erifi\ee :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,29 \times 3,8 \times 5}{2 \times 3,8 + 5} = 18,53kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 15,57kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 18,53kN$$

$$\tau_u = \frac{18,53 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,137MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

III.5.1.6. Vérification a L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,6580 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 8,56kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 5,63kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 7,28kNm \\ M_{ty} = 0,85M_y = 4,78kNm \\ M_a = 0,3M_x = 2,57kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.16 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	7,28	2.51	3.32	9328.63	2,59	15	OK
	y-y	4,78	2.01	3.00	7683.66	1,86		
Appuis	x-x	2,57	2.01	3.00	7683.66	1,00	15	OK
	y-y							

c. Vérification de la flèche :

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

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,042 > 0,030 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0,042 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 1,74 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

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

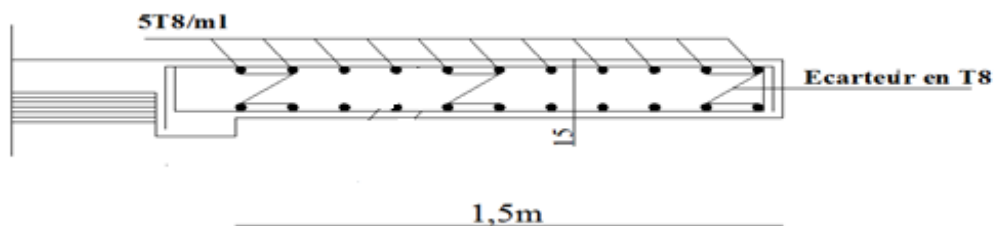


Figure .III.20 : ferrailage de la dalle plein

III.6. Balcons

III.6.1. Introduction

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

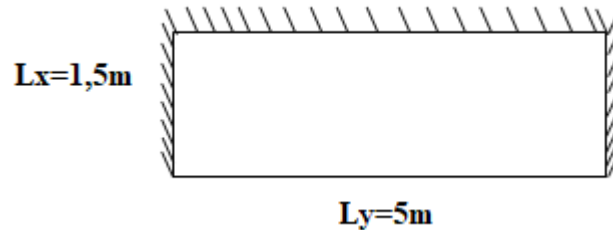


Figure .III.21: vue en plan des balcons

III.6.2.1. pré dimensionnement :

On a : $L_y=5m$; $L_x=1,5m$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,3 < 0,40$$

III.6.2.2. Evaluation des charges

- Charge permanente: $G=5,45 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation: $Q=3,50\text{kN/m}^2$
- Charge concentrée "F": (Poids du mur)

- Mur: $G=2,81 \text{ kN/m}^2$
- Hauteur du mur: $h=1,2m$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,61 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q = 8,95 \text{ kn/ml}$$

III.6.2.3. Calcul des sollicitations :

on détermine les moments isostatique sollicitant la dalle comme suit :

$$L_x = 1,5m < \frac{L_y}{2} = 2,5m$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_{oy} = \frac{12,61 \cdot 1,5^3}{6} = 7,09 \text{ kn.m} \\ M_{ox} = \frac{12,61 \cdot 1,5^3 \cdot 5}{2} - \frac{2 \cdot 12,61 \cdot 1,5^3}{3} = 42,55 \text{ kn.m} \end{cases}$$

a-Moments en travées:

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85(42,55) = 36,17 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85(7,09) = 6,03 \text{ kn.m}$$

b-Moments aux appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5(36,17) = - 18,09 \text{ kn.m}$$

III.6.3. Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 100\text{cm}$ et d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

En travée :

Sens x-x : $d=13.5\text{cm}$

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	Z'	A_s	choix	A_s^{adp}
36,17	0,139	Oui	0	12,49	6,65	6HA14	9,24

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,31 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition:

$$A_r = 2,31 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	Z'	A_s	choix	A_s^{adp}
6,03	0,023	Oui	0	11,7	1,18	6HA14	9,24

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,31 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition:

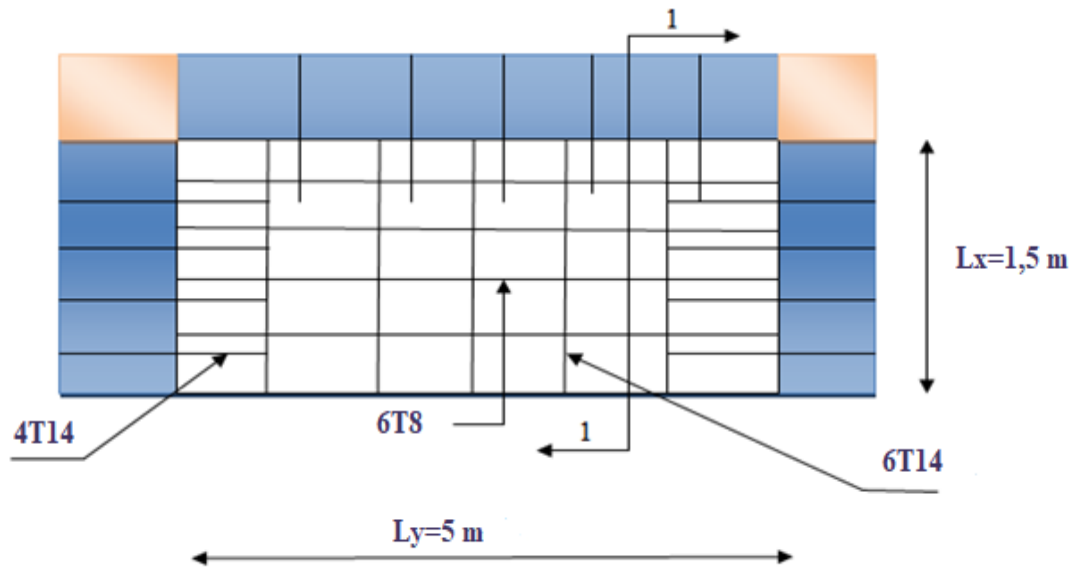
$$A_r = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA8 = 3,02 cm²

A_{st min} ≥ 1,31 cm².....vérifier

désignation	Sans	M(kn. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	On adopte
Travée	X-X	36,17	6,65	1,31	6HA14
	Y-Y	6,03	1,18	1,31	6HA8
Appuis	X-X Y-Y	18,09	4,88	1,31	4HA14

Tableau III .17 : Ferrailage des balcons



-.Plan de ferrailage de balcon (sur 3 coté)-

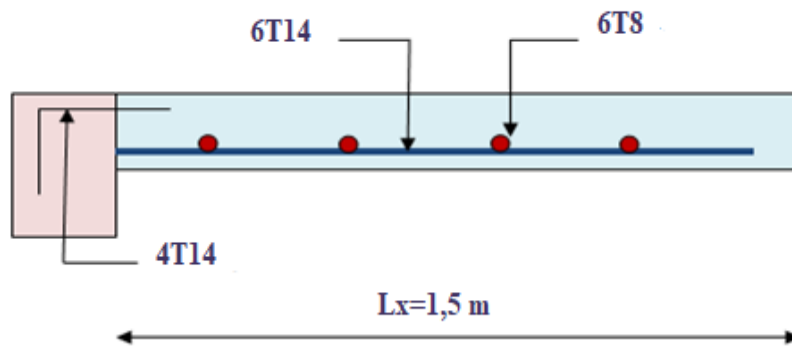


Figure III.22 : Plan de ferrailage des balcons

Etude Dynamique

IV.1.Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 Etude dynamique :

IV.2.1. Introduction :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres :

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

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω²).

Les (n) solutions (ω₁²; ω₂²;; ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque années et qui est à notre portée : il s'agit de l'**ETABS**.

IV.3.1. Présentation du programme Etabs :

Etabs est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.3. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Etabs offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.

- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.4 .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 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage multiple habitation et Commerce. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- 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).

IV.3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV .4. Etude sismique :

IV.4.1. Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

1- La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

a. Conditions d'applications :

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

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

Zone III : $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5} \\ \text{niveaux ou 17m.} \\ \bullet \text{groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3} \\ \text{niveaux ou 10m.} \\ \bullet \text{groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2} \\ \text{niveaux ou 8m.} \end{array} \right.$

- ✓ la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

2- La méthode d'analyse modale spectrale :

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

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 repense 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

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

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.3. Analyse spectrale :

IV .4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.3.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

g = 10 N

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'Alger (zone III).

Donc :

A= 0,25

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

R=5.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site meuble S=3)}$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2]

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

Sa valeur est donné par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003).**

Tableau IV.1 : valeurs de pénalités

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.25.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0)=1.25.$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse :

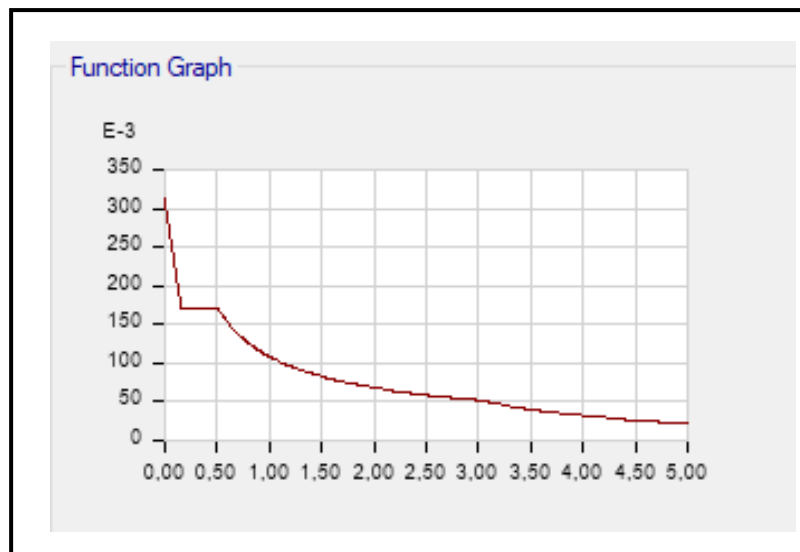


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans

le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismique 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 ...) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

V_t : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

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

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec

$A = 0,25$.

$R = 5$.

$Q = 1,25$

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

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

$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$

➤ **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 2003** sont :

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

$C_T = 0,05$

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

$h_N = 34.3 \text{ m}$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 26.68m, \\ D_y = 22.1m \end{cases}$$

$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(34.4)^{3/4} = 0,708s$, dans les deux directions.

✓ Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{34.3}{\sqrt{26.68}} = 0,597sec.$

✓ Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{34.3}{\sqrt{22.1}} = 0,657sec.$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,597;0,708) = 0,597sec.$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,657;0,708) = 0,657sec.$

Calcul de D :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,597} \right)^{2/3} = 1,96 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,657} \right)^{2/3} = 1,84 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,96 \times 1,25}{5} \cdot W = 0,1225W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,84 \times 1,25}{5} \cdot W = 0,115W \end{array} \right.$$

IV.5 Résultats de l'analyse sismique :

1-Modèle initial :

- Disposition des voiles :

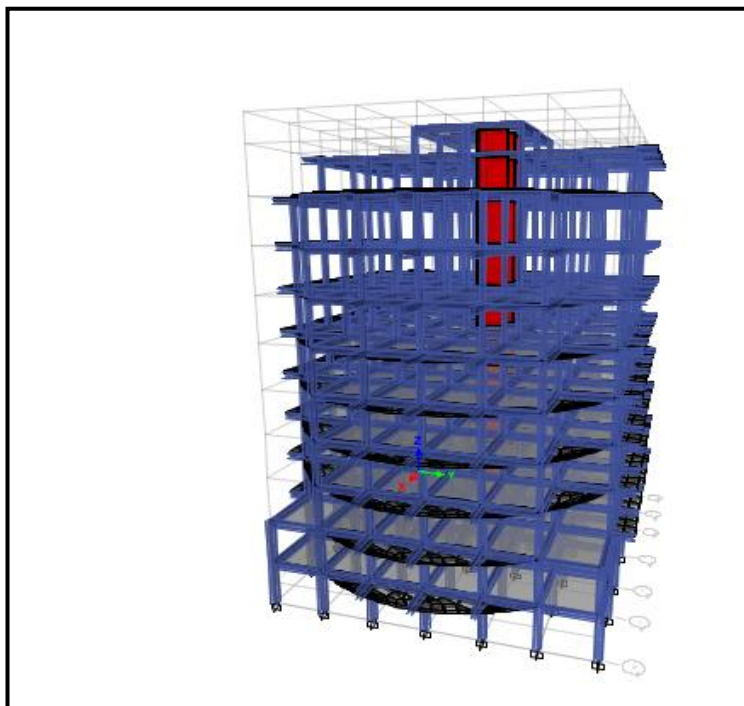


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial.

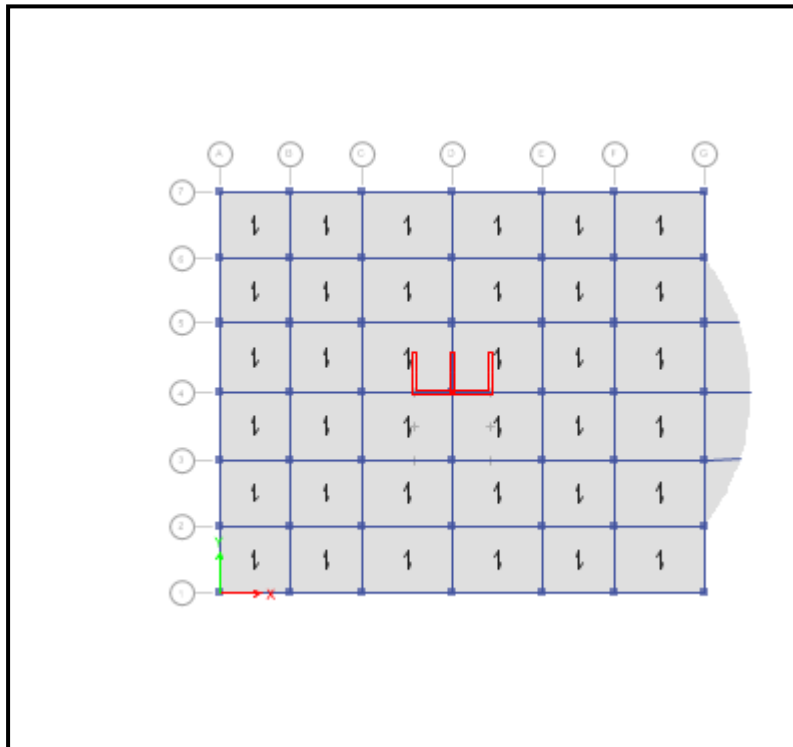


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial

. Tableau IV.2 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

Niveau	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des Poutres principales (cm ²)	Les sections des Poutres principales (cm ²)	Les sections des Poutres secondaire (cm ²)
9 ^{ème} et 10 ^{ème} / 06 ^{ème} / 07 ^{ème} et 08 ^{ème}	30×30	30×50	35×50	30×40
03 ^{ème} / 04 ^{ème} et 05 ^{ème}	35×35	30×50	35×50	30×40
02 ^{ème}	40×40	30×50	35×50	30×40
RDC / 01 ^{er}	45×45	30×50	35×50	30×40

Dalle pleine (balcon)	Plancher corps creux	Voile
e = 15 cm	h = (16+5) = 21cm	e = 15cm

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.3 : Participation massique du modèle initial.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1,369	0,000001655	0,6952	0	0,000001655	0,6952	0	0,3181	0,000001107	0,0023	0,3181	0,000001107	0,0023
Modal	2	1,337	0,0016	0,0024	0	0,0016	0,6977	0	0,0004	0,0006	0,7128	0,3186	0,0006	0,7151
Modal	3	1,077	0,6849	8,673E-07	0	0,6865	0,6977	0	0,000003495	0,3268	0,0016	0,3186	0,3274	0,7167
Modal	4	0,49	0,0005	0,0013	0	0,687	0,699	0	0,0034	0,0015	0,1251	0,322	0,3289	0,8419
Modal	5	0,419	0,000002891	0,146	0	0,687	0,845	0	0,323	0,00000865	0,001	0,645	0,3289	0,8429
Modal	6	0,305	0,177	0,000002052	0	0,864	0,845	0	0,000003711	0,3416	0,001	0,645	0,6705	0,8439
Modal	7	0,293	0,0007	0,0001	0	0,8646	0,8451	0	0,0002	0,001	0,059	0,6452	0,6716	0,903
Modal	8	0,221	0,00004542	0,0034	0	0,8647	0,8485	0	0,0062	0,0002	0,0326	0,6514	0,6718	0,9356
Modal	9	0,2	0,000002417	0,0617	0	0,8647	0,9103	0	0,1131	0,000008429	0,0034	0,7645	0,6718	0,939
Modal	10	0,169	0,0001	0,0006	0	0,8648	0,9109	0	0,0019	0,0002	0,0155	0,7664	0,672	0,9545
Modal	11	0,147	0,0687	0,000006762	0	0,9335	0,9109	0	0,00001643	0,1419	0,0006	0,7664	0,8138	0,9551
Modal	12	0,138	0,0007	0,0002	0	0,9342	0,9111	0	0,0004	0,0016	0,0119	0,7668	0,8154	0,967

Remarque :

Ce modèle ne comporte que les voiles de l'ascenseur.

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,369 \text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode rotation
- Le 3^{ème} mode est un mode translation x-x

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter les modes rotations et augment .

b- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 55077.9607 \text{KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 6747.05 \text{KN} & \rightarrow & 0,8V^x = 5397.64 \text{KN} \\ V^y = 6333.97 \text{KN} & \rightarrow & 0,8V^y = 5067.17 \text{KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5039.463 \text{KN} \\ F_2 = V_t^y = 4630.5739 \text{KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 5039.463 \text{KN} < 0,8V^x = 5397.64 \text{KN} \\ V_t^y = 4630.5739 \text{KN} < 0,8V^y = 5067.17 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,07 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,094 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,07 \\ r_y = 1,094 \end{cases}$$

On a un mode de rotation en 2^{ème} mode donc il faut ajouter des voiles

1-Modèle 1 :

- Disposition des voiles :

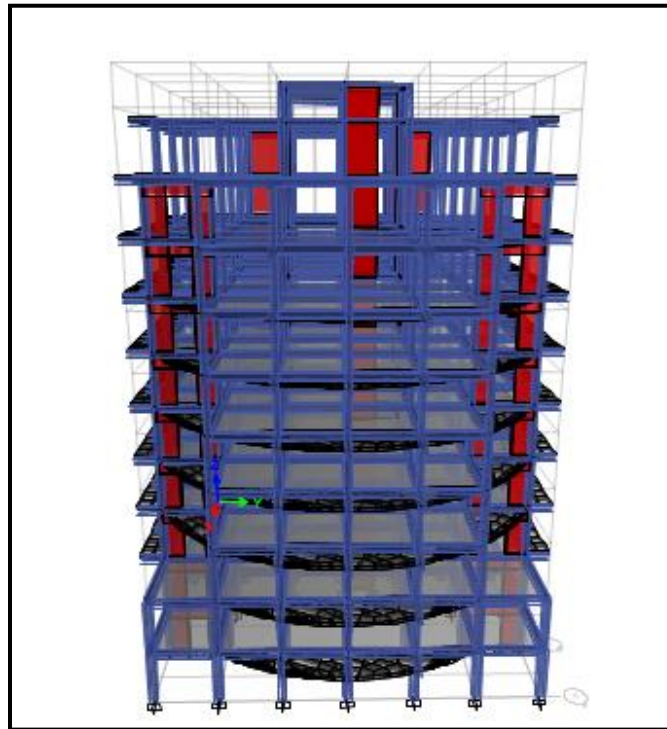


Figure IV.4 : Vue en 3D du modèle 1.

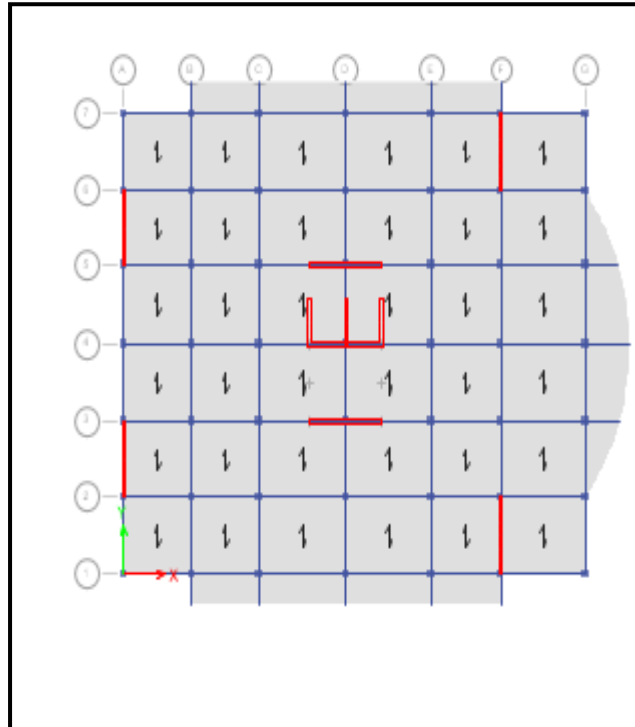


Figure IV.5: vue en plan du modèle 1.

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.4 : Participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1.016	0.0002	0.6143	0	0.0002	0.6143	0	0.3006	0.0001	0.0574	0.3006	0.0001	0.0574
Modal	2	0.944	0.6806	0.001	0	0.6808	0.6152	0	0.0008	0.3303	0.0037	0.3014	0.3303	0.0611
Modal	3	0.906	0.0049	0.0527	0	0.6857	0.668	0	0.0506	0.0023	0.5994	0.352	0.3327	0.6605
Modal	4	0.271	0.0011	0.1214	0	0.6868	0.7894	0	0.2116	0.0023	0.0502	0.5636	0.335	0.7107
Modal	5	0.251	0.1705	0.0021	0	0.8573	0.7915	0	0.0034	0.3279	0.0001	0.567	0.6628	0.7108
Modal	6	0.226	0.001	0.0493	0	0.8583	0.8408	0	0.0726	0.0018	0.1279	0.6396	0.6646	0.8387
Modal	7	0.134	0.0002	0.0412	0	0.8585	0.882	0	0.0746	0.0004	0.0196	0.7142	0.665	0.8584
Modal	8	0.115	0.0657	0.0004	0	0.9242	0.8823	0	0.0007	0.1304	0.00001346	0.7149	0.7954	0.8584
Modal	9	0.098	0.0001	0.0128	0	0.9243	0.8952	0	0.0207	0.0002	0.064	0.7356	0.7957	0.9223
Modal	10	0.089	0.0001	0.0365	0	0.9244	0.9317	0	0.0831	0.0002	0.0018	0.8187	0.7959	0.9242
Modal	11	0.07	0.0341	0.0001	0	0.9585	0.9317	0	0.0001	0.089	0.00001657	0.8188	0.8849	0.9242
Modal	12	0.063	0	0.0063	0	0.9585	0.938	0	0.0165	0	0.0206	0.8354	0.8849	0.9448

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur, l'escalier et les voiles que l'on a rajouté.

Constatation : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.016\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

a- Résultantes des forces sismiques :

b- D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 58102.8888\text{KN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 7117.60\text{KN} & 0,8V^x = 5694.08\text{KN} \\ V^y = 6681.83\text{KN} & 0,8V^y = 5345.47\text{KN} \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 5290.3147\text{KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 4677.3811\text{KN}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 5290.3147\text{KN} < 0,8V^x = 5694.08\text{KN} \\ V_t^y = 4677.381\text{KN} < 0,8V^y = 5345.47\text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,075 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,142 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,075 \\ r_y = 1,142 \end{cases}$$

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	5290.3147	176.2242	0	2088.6779	114256.3202	57544.6706	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	176.2242	4677.3811	0	102762.9596	1920.4711	71476.6719	0	0	0
W	Combination		0	0	58102.8888	637862.6046	-774419.5319	0	0	0	0

- Le coefficient de comportement global (R) :

Il est fonction (du système de contreventement):

Contreventement mixte portiques-voiles ⇒ R = 5.00

- Le poids de la structure (W) : W = 5810.29 Ton
58102.9 KN

Donc :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,v} * Q * W}{R}$$

$V_x = 7108.80$ KN
 $V_y = 6676.24$ KN

il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	5290.31	5687.041037	non vérifiée
Sens Y-Y	4677.38	5340.990985	non vérifiée

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de
 $0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1.075$

Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de
 $0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1.142$

Load Case Data

General

Load Case Name: Ex

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (G+0.2Q)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	LYES RPA	9.8067*1.075

Load Case Data

General

Load Case Name: Ey

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (G+0.2Q)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	LYES RPA	9.8067*1.142

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	5718.2677	190.4796	0	2257.6387	123498.9338	62199.6705	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	203.0584	5389.6221	0	118411.0296	2212.9079	82360.671	0	0	0
W	Combination		0	0	58102.8888	637862.6046	-774419.5319	0	0	0	0

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	5718.27	5687.041037	vérifiée
Sens Y-Y	5389.62	5340.990985	vérifiée

$$F_1 = V_t^x = 5718.27 KN$$

$$F_2 = V_t^y = 5389.62 KN$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 5718.27 KN > 0.8V^x = 5687.041037KN \\ V_t^y = 5389.62 KN > 0.8V^y = 5340.990985KN \end{cases}$$

b-Vérification des déplacements inter-étage :

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter-étage.

Selon l'axe X-X :

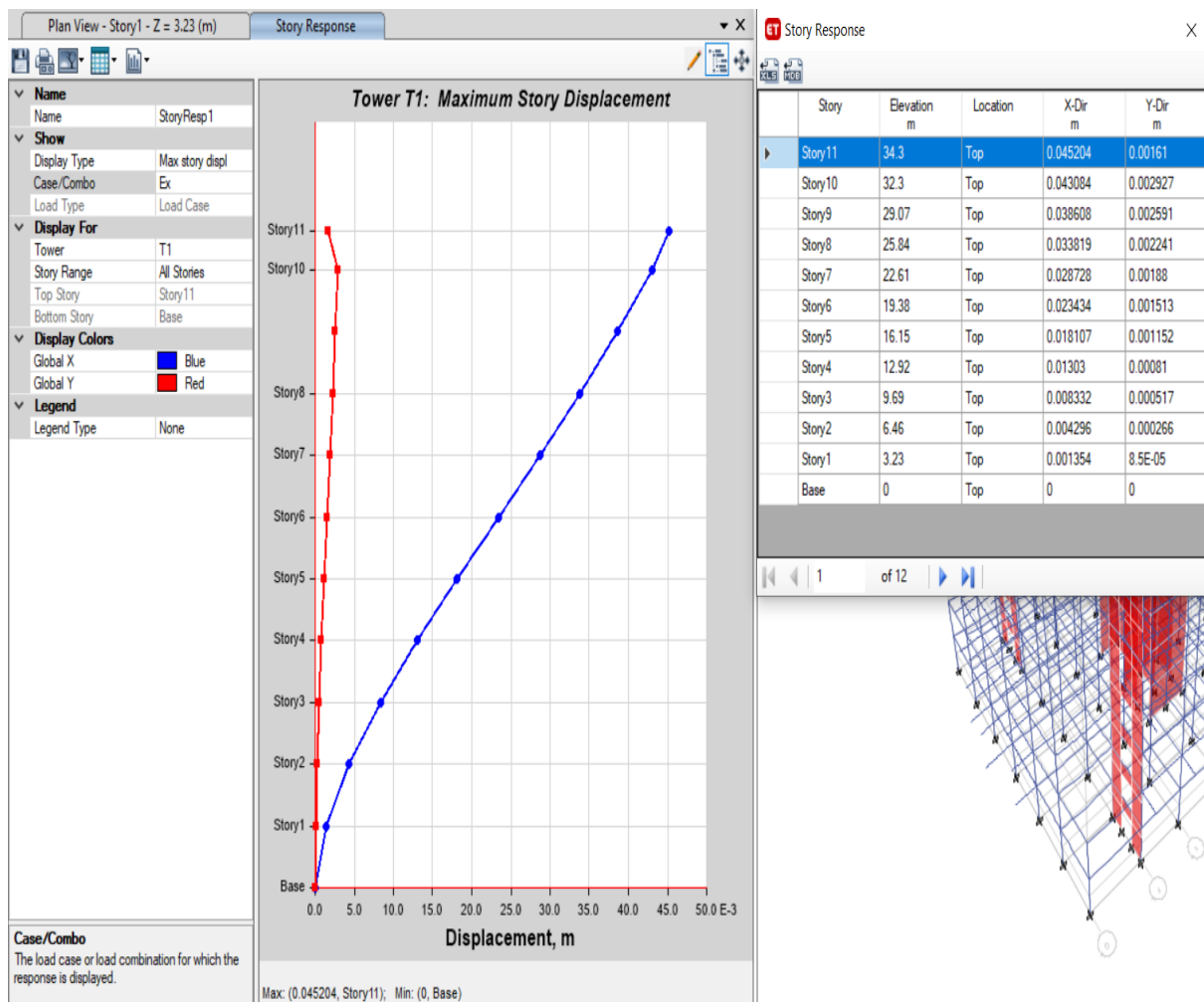


Tableau IV5 : vérification des déplacements inter-étage selon (x-x)

Dans le sens X-X								
Niveaux	δ_{et} (cm)	δ_z (cm)	δ_{z-1} (cm)	Δ_z (cm)	h_z (cm)	$\frac{\Delta_z}{h_z}$ (%)	Observation	
RDC	0.1354	0.677	0	0.68	323.0	0.210	vérifiée	
Etage 1	0.4296	2.148	0.677	1.47	323.0	0.455	vérifiée	
Etage 2	0.8332	4.166	2.148	2.02	323.0	0.625	vérifiée	
Etage 3	1.303	6.515	4.166	2.35	323.0	0.727	vérifiée	
Etage 4	1.8107	9.0535	6.515	2.54	323.0	0.786	vérifiée	
Etage 5	2.3434	11.717	9.0535	2.66	323.0	0.823	vérifiée	
Etage 6	2.8728	14.364	11.717	2.65	323.0	0.820	vérifiée	
Etage 7	3.3819	16.9095	14.364	2.55	323.0	0.789	vérifiée	
Etage 8	3.8608	19.304	16.9095	2.39	323.0	0.739	vérifiée	
Etage 9	4.3084	21.542	19.304	2.24	323.0	0.693	vérifiée	
Etage 10	4.5204	22.602	21.542	1.06	323.0	0.328	vérifiée	

Selon l'axe Y-Y :

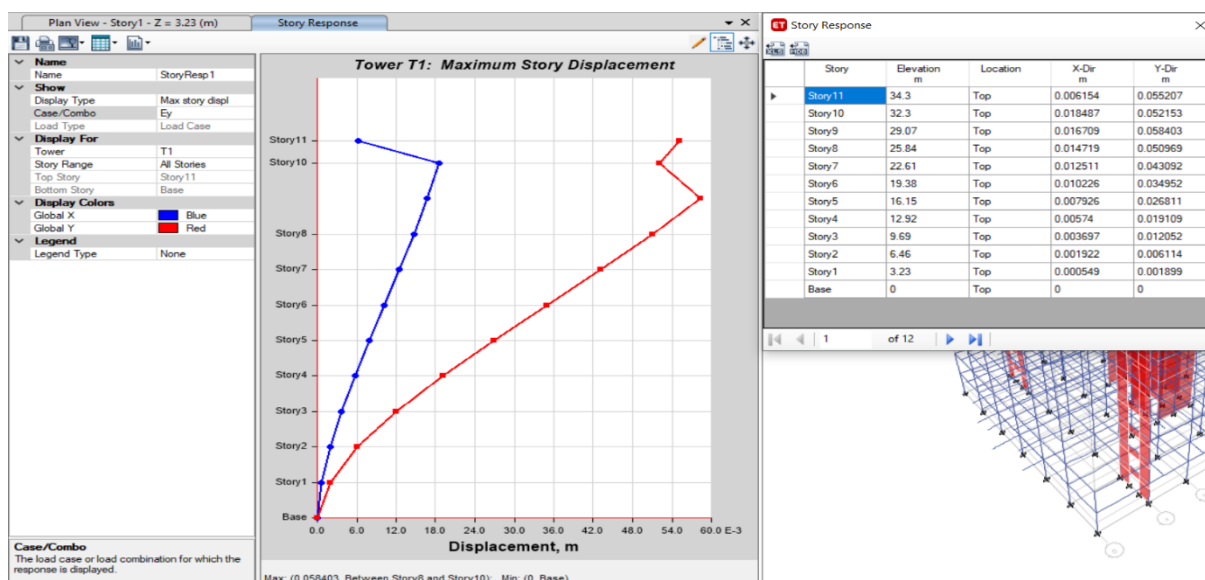


Tableau IV6 : vérification des déplacements inter-étage selon (y-y)

Dans le sens Y-Y								
Niveaux	δ_{et} (cm)	δ_z (cm)	δ_{z-1} (cm)	Δ_z (cm)	h_z (cm)	$\frac{\Delta_z}{h_z}$ (%)	Observation	
RDC	0.1899	0.950	0	0.95	323.0	0.294	vérifiée	
Etage 1	0.6114	3.057	0.950	2.11	323.0	0.652	vérifiée	
Etage 2	1.2052	6.026	3.057	2.97	323.0	0.919	vérifiée	
Etage 3	1.9109	9.555	6.026	3.53	323.0	1.092	non vérifiée	
Etage 4	2.6811	13.406	9.555	3.85	323.0	1.192	non vérifiée	
Etage 5	3.4952	17.476	13.406	4.07	323.0	1.260	non vérifiée	
Etage 6	4.3092	21.546	17.476	4.07	323.0	1.260	non vérifiée	
Etage 7	5.0969	25.485	21.546	3.94	323.0	1.219	non vérifiée	
Etage 8	5.8403	29.202	25.485	3.72	323.0	1.151	non vérifiée	
Etage 9	5.2153	26.077	29.202	3.13	323.0	0.967	vérifiée	
Etage 10	5.5207	27.604	26.077	1.53	323.0	0.473	vérifiée	

c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Tableau IV.6:** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Nar	Output Ca	Case Typ	Step Ty	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Elemen	Elem Stati
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	1312	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1965.9188	-9.9794	-16.9611	-1.1622	-43.7388	-21.0394	1312	0
Story2	C53	1319	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1814.7834	-12.6657	-8.4043	-1.5192	-26.2713	-20.8056	1319	0
Story3	C53	1326	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1613.1991	-12.1087	-4.4653	-1.2223	-10.1155	-19.7297	1326	0
Story4	C53	1382	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1410.3511	-14.5036	-7.9363	-1.4192	-15.1387	-23.6284	1382	0
Story5	C53	1375	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1204.622	-16.1576	-9.7945	-1.5292	-16.9825	-25.8955	1375	0
Story6	C53	1333	G+Q+Ey	Combination	Min	0	999.2422	-10.2157	-6.4681	-0.8769	-10.8383	-16.2758	1333	0
Story7	C53	1368	G+Q+Ey	Combination	Min	0	799.0193	-10.6635	-6.2348	-0.883	-10.2392	-17.2071	1368	0
Story8	C53	1361	G+Q+Ey	Combination	Min	0	599.287	-10.2865	-5.2274	-0.8614	-8.3917	-16.5911	1361	0
Story9	C53	1354	G+Q+Ey	Combination	Min	0	400.7266	-9.5848	-4.1668	-0.8207	-6.321	-15.4837	1354	0
Story10	C53	1347	G+Q+Ey	Combination	Min	0	206.8682	-10.2532	-1.6824	-0.7764	-2.5484	-15.6432	1347	0
Story11	C24	1093	G+Q+Ex	Combination	Min	0	83.8152	-85.1615	-3.3935	-0.1686	-3.2001	-81.5197	1093	0

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	45	45	2025	1965.92	0.388	non vérifiée
Etage 1	40	40	1600	1814.78	0.454	non vérifiée
Etage 2	35	35	1225	1613.20	0.527	non vérifiée
Etage 3	35	35	1225	1410.35	0.461	non vérifiée
Etage 4	35	35	1225	1204.62	0.393	non vérifiée
Etage 5	30	30	900	999.24	0.444	non vérifiée
Etage 6	30	30	900	799.02	0.355	non vérifiée
Etage 7	30	30	900	599.29	0.266	vérifiée
Etage 8	30	30	900	400.73	0.178	vérifiée
Etage 9	30	30	900	206.87	0.092	vérifiée
Etage 10	30	30	900	83.82	0.037	vérifiée

Remarques :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».
- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le « RPA99 version 2003 ». Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

Niveau	Spoteaux
RDC → 1 ^{ème}	55x55
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	50x50
4 ^{ème} → 6 ^{me}	45x45
7 ^{ème} → 10 ^{me}	40x40

3-Modèle final :

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.7: participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.867	0.00006585	0.6593	0	0.00006585	0.6593	0	0.322	0.00000171	0.0218	0.322	0.00000171	0.0218
Modal	2	0.792	0.7059	0.00004344	0	0.7059	0.6594	0	0.0001	0.3158	0.0007	0.3221	0.3158	0.0225
Modal	3	0.746	0.0008	0.0178	0	0.7067	0.6772	0	0.0261	0.0003	0.6531	0.3482	0.3161	0.6756
Modal	4	0.238	0.0014	0.1318	0	0.7081	0.809	0	0.2466	0.0034	0.0337	0.5948	0.3196	0.7092
Modal	5	0.229	0.1534	0.0018	0	0.8615	0.8108	0	0.0032	0.3571	0.00006317	0.598	0.6767	0.7093
Modal	6	0.197	0.0002	0.036	0	0.8618	0.8467	0	0.0542	0.0005	0.1391	0.6522	0.6772	0.8484
Modal	7	0.122	0.0003	0.0423	0	0.862	0.889	0	0.0771	0.0004	0.0147	0.7293	0.6776	0.8631
Modal	8	0.11	0.0637	0.0003	0	0.9258	0.8893	0	0.0006	0.1229	8.673E-07	0.7299	0.8005	0.8631
Modal	9	0.09	0.00003108	0.0066	0	0.9258	0.8959	0	0.0097	0.0001	0.0654	0.7396	0.8006	0.9286
Modal	10	0.082	0.0001	0.0398	0	0.9259	0.9357	0	0.0899	0.0002	0.00004017	0.8295	0.8008	0.9286
Modal	11	0.068	0.0322	0.00004546	0	0.9581	0.9358	0	0.0001	0.0846	0.000004938	0.8296	0.8854	0.9286
Modal	12	0.059	0.000002018	0.0067	0	0.9581	0.9425	0	0.0177	0.000004036	0.018	0.8473	0.8854	0.9466

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d’ascenseur et les voiles que l’on a rajoutés.

Constatation :

L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =0,867.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b- Résultantes des forces sismiques :

D’après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 61490.627KN \rightarrow \begin{matrix} V^x = 7532.60KN \\ V^y = 7071.42KN \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 6018.68KN \\ 0,8V^y = 5652.40KN \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6286.1623KN \\ F_2 = V_t^y = 5600.3037KN \end{cases}$$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x = 6286.1623KN > 0,8V^x = 6018.68KN \\ V_t^y = 5600.3037KN < 0.8V^y = 5652.40KN \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	6286.1623	117.4963	0	911.5599	137054.9184	69092.912	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	117.4963	5600.3037	0	123315.2388	731.2749	83114.8679	0	0	0
W	Combination		0	0	61490.627	675304.4035	-817540.2435	-5.656E-07	0	0	0

- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒	R =	5.00
- Le poids de la structure (W) :			
	W =	6149.06	Ton
		61490.6	KN
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q * W}{R}$	$V_x =$	7523.29	KN
	$V_y =$	7065.50	KN
il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.			
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	6286.16	6018.628787	vérifiée
Sens Y-Y	5600.30	5652.401993	non vérifiée
Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1.009	

On augmente l'effort sismique Ex par 1.009 et on adoptera Ex=10.

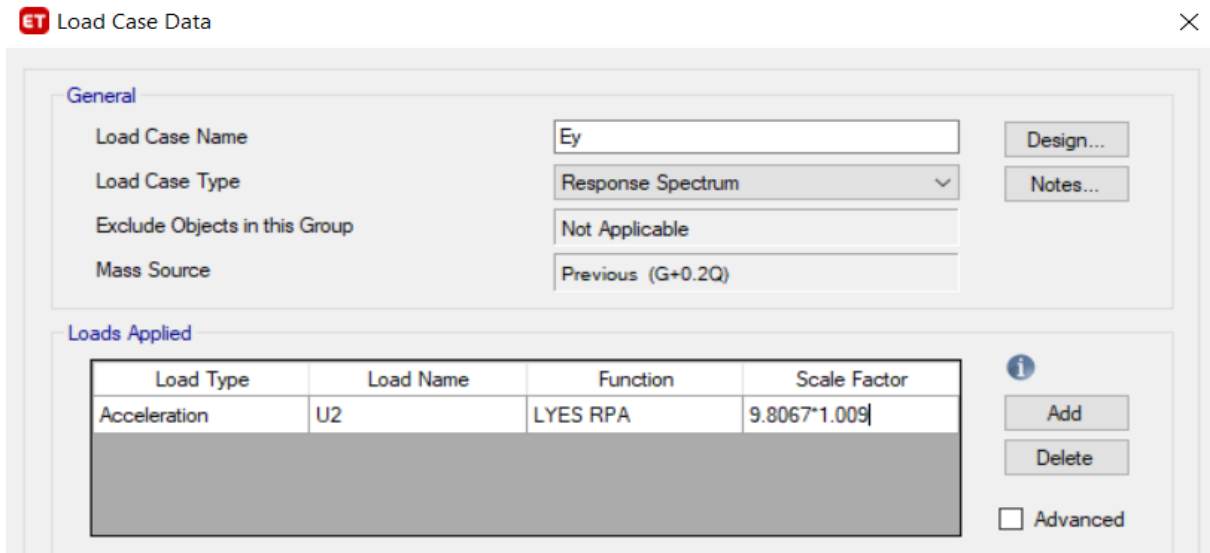


TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	6286.1623	117.4963	0	911.5599	137054.9184	69092.912	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	119.8123	5710.6913	0	125745.9072	745.6891	84753.1462	0	0	0
W	Combination		0	0	61490.627	675304.4035	-817540.2435	-5.656E-07	0	0	0

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	6286.16	6018.628787	vérifiée
Sens Y-Y	5710.69	5652.401993	vérifiée

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6286.16 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 5710.69 \text{ KN} \end{cases}$$

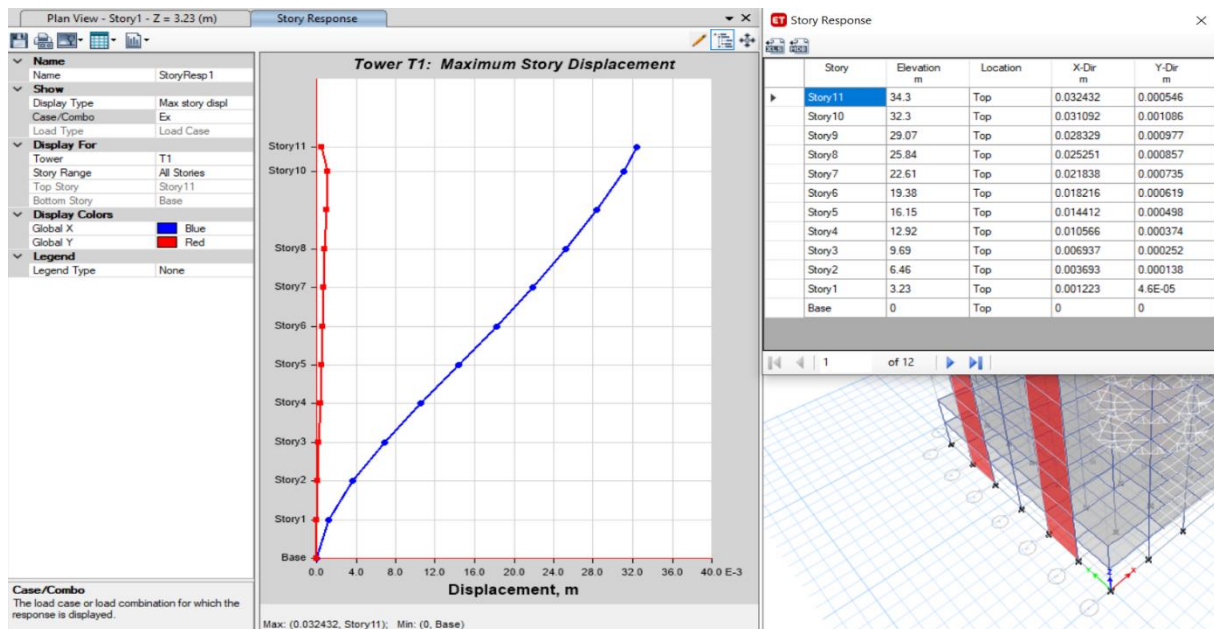
Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 6286.16 \text{ KN} > 0.8V^x = 6018.6287 \text{ KN} \\ V_t^y = 5710.69 \text{ KN} > 0.8V^y = 5652.40 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition est vérifiée.

a- Vérification des déplacements inter-étage :
Selon l'axe x-x :

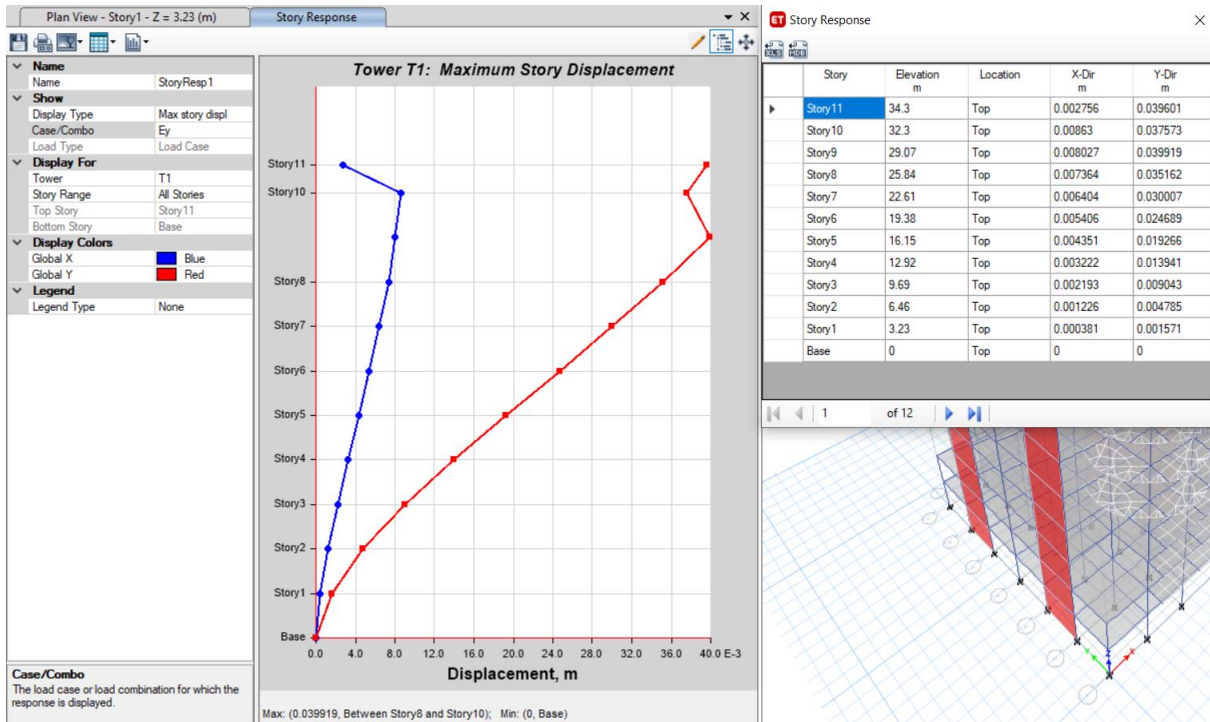
Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).



Dans le sens X-X								
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation	
RDC	0.1223	0.6115	0	0.61	323.0	0.573	vérifiée	
Etage1	0.3693	1.8465	0.6115	1.24	323.0	0.579	vérifiée	
Etage 2	0.6937	3.4685	1.8465	1.62	323.0	0.663	vérifiée	
Etage 3	1.0566	5.283	3.4685	1.81	323.0	0.690	vérifiée	
Etage 4	1.4412	7.206	5.283	1.92	323.0	0.690	vérifiée	
Etage 5	1.8216	9.108	7.206	1.90	323.0	0.650	vérifiée	
Etage 6	2.1838	10.919	9.108	1.81	323.0	0.591	vérifiée	
Etage 7	2.5251	12.6255	10.919	1.71	323.0	0.523	vérifiée	
Etage 8	2.8329	14.1645	12.6255	1.54	323.0	0.440	vérifiée	
Etage 9	3.1092	15.546	14.1645	1.38	323.0	0.749	vérifiée	
Etage 10	3.2432	16.216	15.546	0.67	323.0	0.953	vérifiée	

Selon l'axe y-y :

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).



Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.1571	0.786	0	0.79	323.0	0.243	vérifiée
Etage 1	0.4785	2.393	0.786	1.61	323.0	0.498	vérifiée
Etage 2	0.9043	4.522	2.393	2.13	323.0	0.659	vérifiée
Etage 3	1.3941	6.971	4.522	2.45	323.0	0.758	vérifiée
Etage 4	1.9266	9.633	6.971	2.66	323.0	0.824	vérifiée
Etage 5	2.4689	12.345	9.633	2.71	323.0	0.839	vérifiée
Etage 6	3.0007	15.004	12.345	2.66	323.0	0.823	vérifiée
Etage 7	3.5162	17.581	15.004	2.58	323.0	0.798	vérifiée
Etage 8	3.9919	19.960	17.581	2.38	323.0	0.736	vérifiée
Etage 9	3.7573	18.787	19.960	1.17	323.0	0.363	vérifiée
Etage 10	3.9601	19.801	18.787	1.01	323.0	0.314	vérifiée

d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : vérification de l’effort normal réduit pour les poteaux.

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Nar	Output Ca	Case Typ	Step Ty	Statio	P	V2	V3	T	M2	M3	Elem	Elem Stati
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	51	G+Q+Ey	Combination	Min	0	2068.6612	-11.1695	-21.7847	-1.8262	-73.0752	-28.1414	51	0
Story2	C53	356	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1907.8818	-13.3402	-9.9958	-3.3469	-44.0409	-23.1593	356	0
Story3	C53	77	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1693.9676	-13.5881	-5.026	-2.7994	-18.6665	-22.6467	77	0
Story4	C53	381	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1478.02	-15.548	-9.1764	-3.0221	-21.6226	-24.967	381	0
Story5	C53	113	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1260.0755	-12.681	-8.8701	-2.091	-17.3384	-20.1749	113	0
Story6	C53	460	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1044.9171	-13.1068	-9.0415	-2.0852	-15.5808	-21.0793	460	0
Story7	C53	415	G+Q+Ey	Combination	Min	0	830.0479	-13.096	-8.5776	-2.0297	-13.4828	-20.5964	415	0
Story8	C53	282	G+Q+Ey	Combination	Min	0	617.8336	-9.26	-5.5279	-1.2441	-8.202	-14.4915	282	0
Story9	C53	602	G+Q+Ey	Combination	Min	0	412.0402	-8.2597	-4.9706	-1.1471	-6.0524	-13.383	602	0
Story10	C34	567	G+Q+Ex	Combination	Min	0	234.5829	-31.2615	-0.9781	-0.1502	-1.4077	-52.5169	567	0
Story11	C24	507	G+Q+Ex	Combination	Min	0	102.7056	-88.0281	-5.9201	-0.4599	-5.7586	-78.2239	507	0

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)				
RDC	55	55	3025	2068.66	0.274	vérifiée	
Etage 1	55	55	3025	1907.88	0.252	vérifiée	
Etage 2	50	50	2500	1693.97	0.271	vérifiée	
Etage 3	50	50	2500	1478.02	0.236	vérifiée	
Etage 4	45	45	2025	1260.08	0.249	vérifiée	
Etage 5	45	45	2025	1044.92	0.206	vérifiée	
Etage 6	45	45	2025	830.05	0.164	vérifiée	
Etage 7	40	40	1600	617.83	0.154	vérifiée	
Etage 8	40	40	1600	412.04	0.103	vérifiée	
Etage 9	40	40	1600	234.58	0.059	vérifiée	
Etage 10	40	40	1600	102.71	0.026	vérifiée	

Remarque :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».

e-Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C’est le moment additionnel dû au produit de l’effort normal dans un poteau au niveau d’un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations 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’

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

h_k :Hauteur d’étage ‘k’ comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Vérification l’effet P- Δ inter étages du modèle final selon l’axe (x-x).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	323.0	61490.63	0.61	6286.1623	0.018	vérifiée
Etage 1	323.0	54708.22	1.24	6150.1349	0.034	vérifiée
Etage 2	323.0	47909.22	1.62	5879.5118	0.041	vérifiée
Etage 3	323.0	41713.77	1.81	5538.4602	0.042	vérifiée
Etage 4	323.0	35518.33	1.92	5097.5192	0.041	vérifiée
Etage 5	323.0	29401.57	1.90	4558.1204	0.038	vérifiée
Etage 6	323.0	23290.31	1.81	3921.7923	0.033	vérifiée
Etage 7	323.0	17173.57	1.71	3168.4493	0.029	vérifiée
Etage 8	323.0	11197.28	1.54	2298.4597	0.023	vérifiée
Etage 9	323.0	5301.16	1.38	1253.9997	0.018	vérifiée
Etage 10	323.0	997.33	0.67	256.7982	0.008	vérifiée

TABLE: Story Forces										
Story	Output C	Case Ty	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	6286.162	117.4963	69092.91	911.5599	137054.9
Story2	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	6150.135	105.0582	67632.05	680.1897	117743
Story3	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5879.512	80.7459	64684.62	602.635	98936.05
Story4	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5538.46	59.5656	60911.51	640.7546	80896.92
Story5	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5097.519	49.1043	56008.35	686.6436	63873.58
Story6	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	4558.12	46.6132	50087.98	689.2576	48154.39
Story7	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	3921.792	50.9874	43095.1	634.4312	34032.35
Story8	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	3168.449	57.929	34817.23	519.8567	21838.1
Story9	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	2298.46	58.9882	25236.88	357.7164	11893.38
Story10	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	1254	46.7821	13611.68	176.4486	4560.135
Story11	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	256.7982	13.3649	2736.015	26.7297	513.5965

Tableau IV.12 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

TABLE: Story Forces										
Story	Output C	Case Ty	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	6286.162	117.4963	69092.91	911.5599	137054.9
Story2	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	6150.135	105.0582	67632.05	680.1897	117743
Story3	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5879.512	80.7459	64684.62	602.635	98936.05
Story4	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5538.46	59.5656	60911.51	640.7546	80896.92
Story5	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	5097.519	49.1043	56008.35	686.6436	63873.58
Story6	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	4558.12	46.6132	50087.98	689.2576	48154.39
Story7	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	3921.792	50.9874	43095.1	634.4312	34032.35
Story8	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	3168.449	57.929	34817.23	519.8567	21838.1
Story9	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	2298.46	58.9882	25236.88	357.7164	11893.38
Story10	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	1254	46.7821	13611.68	176.4486	4560.135
Story11	Ex	LinRespSp	Max	Bottom	0	256.7982	13.3649	2736.015	26.7297	513.5965

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	323.0	61490.63	0.61	6286.1623	0.018	vérifiée
Etage 1	323.0	54708.22	1.24	6150.1349	0.034	vérifiée
Etage 2	323.0	47909.22	1.62	5879.5118	0.041	vérifiée
Etage 3	323.0	41713.77	1.81	5538.4602	0.042	vérifiée
Etage 4	323.0	35518.33	1.92	5097.5192	0.041	vérifiée
Etage 5	323.0	29401.57	1.90	4558.1204	0.038	vérifiée
Etage 6	323.0	23290.31	1.81	3921.7923	0.033	vérifiée
Etage 7	323.0	17173.57	1.71	3168.4493	0.029	vérifiée
Etage 8	323.0	11197.28	1.54	2298.4597	0.023	vérifiée
Etage 9	323.0	5301.16	1.38	1253.9997	0.018	vérifiée
Etage 10	323.0	997.33	0.67	256.7982	0.008	vérifiée

Tableau IV.13 : Poids cumulée de chaque étage.

TABLE: Story Forces										
Story	Output C	Case Ty	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	W	Combination		Bottom	61490.63	0	0	-5.7E-07	675304.4	-817540
Story2	W	Combination		Bottom	54708.22	0	0	-5.1E-07	600439	-725841
Story3	W	Combination		Bottom	47909.22	0	0	0	525437.8	-634139
Story4	W	Combination		Bottom	41713.77	0	0	0	457074.8	-549377
Story5	W	Combination		Bottom	35518.33	0	0	0	388711.9	-464615
Story6	W	Combination		Bottom	29401.57	0	0	0	322018.7	-381648
Story7	W	Combination		Bottom	23290.31	0	0	0	255376.1	-298764
Story8	W	Combination		Bottom	17173.57	0	0	0	188683	-215796
Story9	W	Combination		Bottom	11197.28	0	0	0	123545.4	-134643
Story10	W	Combination		Bottom	5301.16	0	0	0	58494.63	-53747.3
Story11	W	Combination		Bottom	997.3277	0	0	0	10970.06	-12772.3

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

f-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

f-1- Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 71838.1158 \text{ kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 10719.6936 \text{ kN}$.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 22.6 \% > 20\%$.

ELS :

ET Section Cut Forces

Section Cutting Line

Start Point	End Point	
Global X: -0.6548	31.7007	m
Global Y: 2.3566	2.4109	m

Load Case

ELS

Resultant Force Location and Angle

Global X:	15.5229	m
Global Y:	2.3837	m
Global Z:	0	m
Angle:	0	deg

Objects to Include

<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input checked="" type="checkbox"/> Beams	<input checked="" type="checkbox"/> Braces
<input checked="" type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input checked="" type="checkbox"/> Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	71838.1158	0	0	-70231.4864
Moment	616833.3267	151055.1645	0	-602902.398	-145293.171	0

Save Right Side Cut
Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

ET Section Cut Forces

Section Cutting Line

Start Point	End Point	
Global X: -0.5892	26.5181	m
Global Y: 4.45	4.4024	m

Load Case

ELS

Resultant Force Location and Angle

Global X:	12.9645	m
Global Y:	4.4262	m
Global Z:	0	m
Angle:	0	deg

Objects to Include

<input type="checkbox"/> Columns	<input type="checkbox"/> Beams	<input type="checkbox"/> Braces
<input type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls	<input type="checkbox"/> Links

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	10.7192	9.6136	10719.6936	-10.7192	-9.6136	-9973.0611
Moment	11322.0936	25574.8099	-98.0778	-10417.7409	-22626.2452	98.0778

Save Right Side Cut
Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

Conclusion :

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement $R=3,5$.

Conclusion :

• Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur R=5 vu que les voiles qui doivent reprendre plus 20% des charge verticale :(22.6%), donc il faut changer le facteur de comportement R=3.5.

3-Modèle final :

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.14 : participation massique du modèle final

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.867	0.000006585	0.6593	0	0.000006585	0.6593	0	0.322	0.00000171	0.0218	0.322	0.00000171	0.0218
Modal	2	0.792	0.7059	0.00004344	0	0.7059	0.6594	0	0.0001	0.3158	0.0007	0.3221	0.3158	0.0225
Modal	3	0.746	0.0008	0.0178	0	0.7067	0.6772	0	0.0261	0.0003	0.6531	0.3482	0.3161	0.6756
Modal	4	0.238	0.0014	0.1318	0	0.7081	0.809	0	0.2466	0.0034	0.0337	0.5948	0.3196	0.7092
Modal	5	0.229	0.1534	0.0018	0	0.8615	0.8108	0	0.0032	0.3571	0.000006317	0.598	0.6767	0.7093
Modal	6	0.197	0.0002	0.036	0	0.8618	0.8467	0	0.0542	0.0005	0.1391	0.6522	0.6772	0.8484
Modal	7	0.122	0.0003	0.0423	0	0.862	0.889	0	0.0771	0.0004	0.0147	0.7293	0.6776	0.8631
Modal	8	0.11	0.0637	0.0003	0	0.9258	0.8893	0	0.0006	0.1229	8.673E-07	0.7299	0.8005	0.8631
Modal	9	0.09	0.00003108	0.0066	0	0.9258	0.8959	0	0.0097	0.0001	0.0654	0.7396	0.8006	0.9286
Modal	10	0.082	0.0001	0.0398	0	0.9259	0.9357	0	0.0899	0.0002	0.00004017	0.8295	0.8008	0.9286
Modal	11	0.068	0.0322	0.00004546	0	0.9581	0.9358	0	0.0001	0.0846	0.000004938	0.8296	0.8854	0.9286
Modal	12	0.059	0.000002018	0.0067	0	0.9581	0.9425	0	0.0177	0.000004036	0.018	0.8473	0.8854	0.9466

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d’ascenseur et les voiles que l’on a rajoutés.

Constatation :

L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =0,867.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b- Résultantes des forces sismiques :

D’après le fichier des résultats du logiciel «ETABS » on a :

$$W = 61490.627KN \rightarrow \begin{matrix} V^x = 10760.86KN \\ V^y = 100084.46KN \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 8608.69 KN \\ 0,8V^y = 8067.57KN \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 8934.9981KN \\ F_2 = V_t^y = 7969.1855KN \end{cases}$$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x = 8934.9981KN > 0,8V^x = 8608.69 KN \\ V_t^y = 7969.1855KN < 0.8V^y = 8067.57KN \end{cases}$$

$$\left\{ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,012 \Rightarrow \{r_y = 1,012$$

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	8934.9981	162.4533	0	1290.3551	195479.0755	98229.0083	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	162.4533	7969.1855	0	176097.1082	1032.5459	118299.4063	0	0	0
W	Combination		0	0	61490.627	675304.4035	-817540.2435	-5.656E-07	0	0	0

- Le coefficient de comportement global (R) :

Il est fonction (du système de contreventement):

Contreventement mixte portiques-voiles $\Rightarrow R = 3.50$

- Le poids de la structure (W) :

$W = 6149.03$ Ton
61490.3 KN

Donc :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q * W}{R}$$

$V_x = 10747.49$ KN
 $V_y = 10093.52$ KN

il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	8935.00	8597.991206	vérifiée
Sens Y-Y	7969.19	8074.813109	non vérifiée

Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

$$0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1.013$$

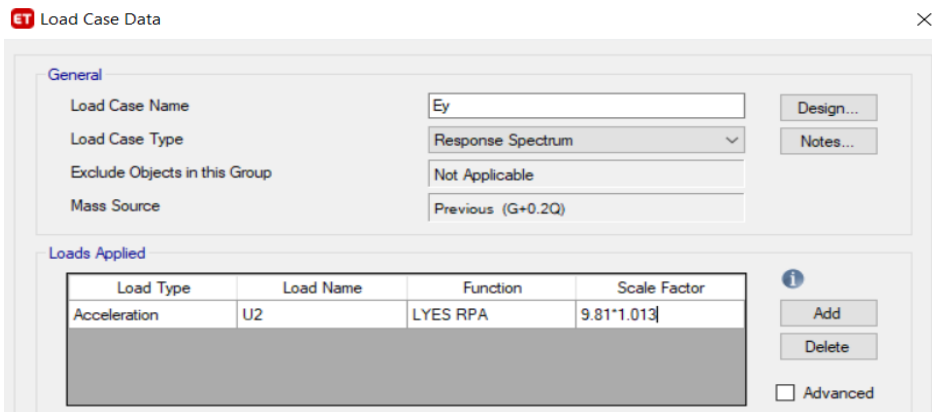


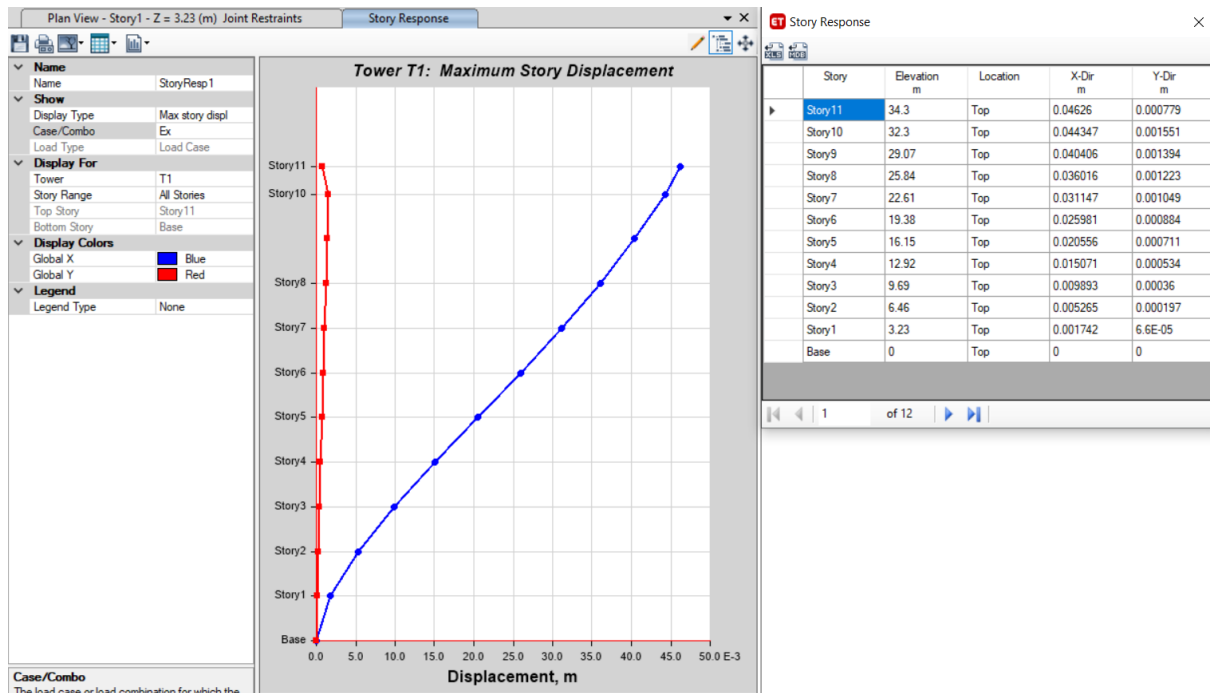
TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	8934.9981	162.4533	0	1290.3551	195479.0755	98229.0083	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	164.7717	8082.915	0	178610.2167	1047.2815	119987.6751	0	0	0
W	Combination		0	0	61490.627	675304.4035	-817540.2435	-5.656E-07	0	0	0

il faut que :		$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$	et cela dans les deux sens.
		$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$
Sens X-X		8935.00	8597.991206
Sens Y-Y		8082.92	8074.813109
			Observation
			vérifiée
			vérifiée

c- Vérification des déplacements inter-étage :

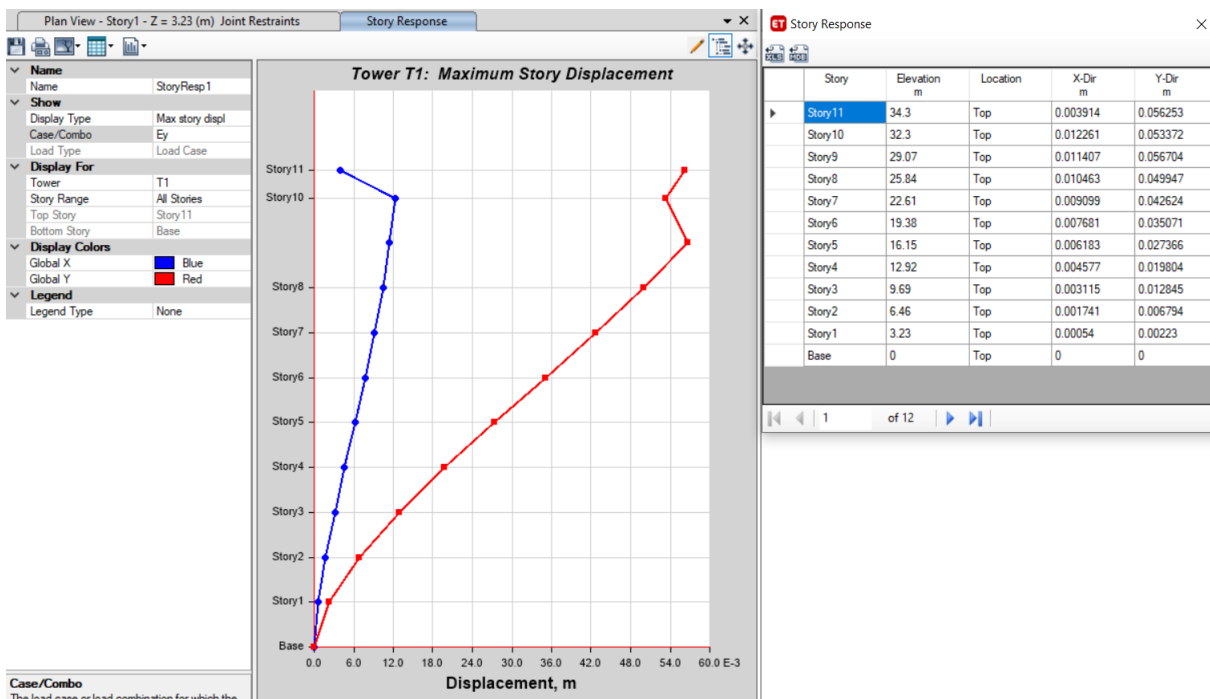
Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.

Selon X-X :



Dans le sens X-X								
Niveaux	δ_{st}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0.1742	0.6097	0	0.61	323.0	0.604	vérifiée	
Etage 1	0.5265	1.84275	0.6097	1.23	323.0	0.585	vérifiée	
Etage 2	0.9893	3.46255	1.84275	1.62	323.0	0.669	vérifiée	
Etage 3	1.5071	5.27485	3.46255	1.81	323.0	0.693	vérifiée	
Etage 4	2.0556	7.1946	5.27485	1.92	323.0	0.693	vérifiée	
Etage 5	2.5981	9.09335	7.1946	1.90	323.0	0.653	vérifiée	
Etage 6	3.1147	10.90145	9.09335	1.81	323.0	0.591	vérifiée	
Etage 7	3.6016	12.6056	10.90145	1.70	323.0	0.523	vérifiée	
Etage 8	4.0406	14.1421	12.6056	1.54	323.0	0.440	vérifiée	
Etage 9	4.4347	15.52145	14.1421	1.38	323.0	0.000	vérifiée	
Etage 10	4.626	16.191	15.52145	0.67	323.0	0.000	vérifiée	

Selon Y-Y :



Dans le sens Y-Y								
Niveaux	δ_{st}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0.223	0.781	0	0.78	323.0	0.242	vérifiée	
Etage 1	0.6794	2.378	0.781	1.60	323.0	0.495	vérifiée	
Etage 2	1.2845	4.496	2.378	2.12	323.0	0.656	vérifiée	
Etage 3	1.9804	6.931	4.496	2.44	323.0	0.754	vérifiée	
Etage 4	2.7366	9.578	6.931	2.65	323.0	0.819	vérifiée	
Etage 5	3.5071	12.275	9.578	2.70	323.0	0.835	vérifiée	
Etage 6	4.2624	14.918	12.275	2.64	323.0	0.818	vérifiée	
Etage 7	4.9947	17.481	14.918	2.56	323.0	0.794	vérifiée	
Etage 8	5.6704	19.846	17.481	2.36	323.0	0.732	vérifiée	
Etage 9	5.3372	18.680	19.846	1.17	323.0	0.361	vérifiée	
Etage 10	5.6253	19.689	18.680	1.01	323.0	0.312	vérifiée	

d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C23	34	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-2373.5286	-74.3274	-1.4341	-0.2078	-3.0972	-156.4484	34	0
Story2	C23	340	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-2111.7617	-129.1287	-3.6739	-0.4341	-5.5802	-220.0781	340	0
Story3	C21	76	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-1846.4982	-32.12	-14.6617	-3.9779	-39.9414	-51.8528	76	0
Story4	C21	380	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-1586.0661	-38.0964	-18.9977	-4.2935	-40.4009	-60.2157	380	0
Story5	C53	113	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-1343.3371	-19.1887	-18.6704	-2.9701	-33.9228	-30.5007	113	0
Story6	C53	460	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-1111.9718	-20.0082	-19.4537	-2.961	-32.9222	-32.2014	460	0
Story7	C53	415	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-880.2643	-20.2399	-19.3615	-2.884	-30.2474	-31.8285	415	0
Story8	C53	282	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-652.6762	-14.4151	-13.7079	-1.769	-20.6301	-22.5649	282	0
Story9	C24	597	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-459.0142	-95.6131	-0.4482	-0.1747	-0.8635	-154.1782	597	0
Story10	C24	552	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-295.4431	-62.1315	-1.0661	-0.2001	-1.9493	-113.9848	552	0
Story11	C34	522	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-130.3942	-102.5708	-6.2204	-0.6532	-6.4517	-103.8508	522	0

7.1.5_ Vérification de l'effort normal réduit:

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au seisme est limité par la condition suivante: $\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$; avec :

N : l'effort normal de compression s'exercant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

fc28 = 25.00 Mpa

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	55	55	3025	2373.53	0.296	vérifiée
Etage 1	55	55	3025	2111.76	0.279	vérifiée
Etage 2	50	50	2500	1846.50	0.295	vérifiée
Etage 3	50	50	2500	1568.07	0.114	vérifiée
Etage 4	45	45	2025	1343.34	0.121	vérifiée
Etage 5	45	45	2025	1111.97	0.110	vérifiée
Etage 6	45	45	2025	880.26	0.087	vérifiée
Etage 7	40	40	1600	652.68	0.091	vérifiée
Etage 8	40	40	1600	459.01	0.064	vérifiée
Etage 9	40	40	1600	295.44	0.041	vérifiée
Etage 10	40	40	1600	130.39	0.020	vérifiée

Remarque :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations 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'

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final.

□ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

TABLE: Story Forces									
Story	Output Case	Case Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story11	W	Combination	Bottom	997.3277	0	0	0	10970.0578	-12772.3081
Story10	W	Combination	Bottom	5301.16	0	0	0	58494.6294	-53747.264
Story9	W	Combination	Bottom	11197.2813	0	0	0	123545.3958	-134643.4838
Story8	W	Combination	Bottom	17173.5717	0	0	0	188682.9849	-215796.3264
Story7	W	Combination	Bottom	23290.309	0	0	0	255376.1374	-298763.9494
Story6	W	Combination	Bottom	29401.5706	0	0	0	322018.7405	-381647.5207
Story5	W	Combination	Bottom	35518.3266	0	0	0	388711.8929	-464615.1852
Story4	W	Combination	Bottom	41713.773	0	0	0	457074.8335	-549376.8695
Story3	W	Combination	Bottom	47909.2193	0	0	0	525437.7741	-634138.5537
Story2	W	Combination	Bottom	54708.2223	0	0	-5.141E-07	600438.9572	-725841.0767
Story1	W	Combination	Bottom	61490.627	0	0	-5.656E-07	675304.4035	-817540.2435

Selon X-X :

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story11	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	353.0837	17.444	3773.8962	34.8879	706.1673
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1749.6107	63.3872	19029.1493	237.8296	6353.0277
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3262.3784	82.6658	35834.4976	494.6236	16792.6784
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4515.2337	81.7727	49621.5996	731.2622	31058.5693
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	5581.1471	70.6863	61339.3303	902.1181	48522.3298
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	6487.471	61.8383	71300.1399	984.8829	68693.939
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7257.2879	65.3264	79749.0651	979.3904	91117.1998
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	7890.2469	83.8391	86778.1178	909.7353	115387.2509
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8385.0502	114.8842	92247.0514	856.9931	141115.8978
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8759.8693	146.8234	96340.2344	969.8429	167948.1405
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	8934.9981	162.4533	98229.0083	1290.3551	195479.0755

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	323.0	61490.63	0.60	8934.9981	0.013	<i>vérifiée</i>
Etage 1	323.0	54708.22	1.23	8759.8693	0.024	<i>vérifiée</i>
Etage 2	323.0	47909.22	1.62	8385.0502	0.029	<i>vérifiée</i>
Etage 3	323.0	41713.77	1.81	7890.2469	0.030	<i>vérifiée</i>
Etage 4	323.0	35518.33	1.92	7257.2879	0.029	<i>vérifiée</i>
Etage 5	323.0	29401.57	1.90	6487.471	0.027	<i>vérifiée</i>
Etage 6	323.0	23290.31	1.81	5581.1471	0.023	<i>vérifiée</i>
Etage 7	323.0	17173.57	1.70	4515.2337	0.020	<i>vérifiée</i>
Etage 8	323.0	11197.28	1.54	3262.3784	0.016	<i>vérifiée</i>
Etage 9	323.0	5301.16	1.38	1749.6107	0.013	<i>vérifiée</i>
Etage 10	323.0	997.33	0.67	353.0837	0.006	<i>vérifiée</i>

Selon Y-Y :

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story11	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	14.0983	346.4687	4742.4939	692.9374	28.1966
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	62.5	1542.9371	19589.0851	5652.0349	229.903
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	90.8125	2978.9168	41333.214	15158.9325	517.7153
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	92.3737	4162.2163	59353.1254	28399.4581	795.161
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	79.5901	5122.2963	73653.8776	44567.6248	1001.2927
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	65.4939	5944.1803	85624.3688	63129.1198	1104.3654
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	64.0391	6636.6846	95936.9517	83683.5907	1095.7901
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	79.6247	7190.9183	104780.6295	105853.023	987.2861
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	110.5367	7621.6732	111930.5672	129278.1121	833.0577
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	146.0489	7941.5725	117433.6944	153648.4847	801.2911
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	164.7717	8082.915	119987.6751	178610.2167	1047.2815

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	323.0	61490.63	0.78	8082.915	0.018	<i>vérifiée</i>
Etage 1	323.0	54708.22	1.6	7941.5725	0.034	<i>vérifiée</i>
Etage 2	323.0	47909.22	2.12	7621.6732	0.041	<i>vérifiée</i>
Etage 3	323.0	41713.77	2.44	7190.9183	0.044	<i>vérifiée</i>
Etage 4	323.0	35518.33	2.65	6636.6846	0.044	<i>vérifiée</i>
Etage 5	323.0	29401.57	2.7	5944.1803	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 6	323.0	23290.31	2.64	5122.2963	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 7	323.0	17173.57	2.56	4162.2163	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 8	323.0	11197.28	2.36	2978.9168	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 9	323.0	5301.16	1.17	1542.9371	0.000	<i>vérifiée</i>
Etage 10	323.0	997.33	1.01	346.4687	0.000	<i>vérifiée</i>

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de:

- comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8*V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8*V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre on considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisit un facteur R=3.5 vu que les voiles qui doivent reprendre plus de 20% des charge verticale :(22.22%).

Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

V.2 Ferraillage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), 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	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22.17	1	500	500

V.2.2 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right.$$

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

- 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})

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT et SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

a)-Ferraillage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

Poteaux:

a. (N^{max} , M^{corr}) :

Tableau V.2 : Ferraillages 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' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55 × 55	1979.195	-1.2442	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50 × 50	1575.948	31.0727	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45 × 45	1176.611	26.5082	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème} ,10 ^{ème}	40 × 40	591.6697	25.7672	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C5	6	ELU	Combination		0	1979.195	-1.9101	-0.6202	-0.0086	-1.2442	-0.9408	6	0
Story3	C53	77	ELU	Combination		0	1575.948	2.5591	18.9573	0.0035	31.0727	4.2936	77	0
Story5	C53	113	ELU	Combination		0	1176.611	3.2236	17.3151	0.0028	26.5082	5.0672	113	0
Story8	C53	282	ELU	Combination		0	591.6697	3.411	16.8014	0.0031	25.7672	5.3597	282	0

b. (N^{min} , M^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferraillages 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' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55 × 55	735.2519	11.8867	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50 × 50	644.7517	15.9584	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45 × 45	468.5424	17.8453	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème} ,10 ^{ème}	40 × 40	210.9187	-10.9994	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C47	26	ELU	Combination		2.73	735.2519	-6.3434	0.6107	-0.0086	-1.4386	11.8867	26	2.73
Story3	C44	96	ELU	Combination		2.73	644.7517	-12.6151	-0.6487	0.0035	0.597	15.9584	96	2.73
Story5	C44	145	ELU	Combination		2.73	468.5424	-14.7509	-1.0031	0.0028	1.0954	17.8453	145	2.73
Story8	C3	265	ELU	Combination		2.73	210.9187	9.7152	4.003	0.0031	-4.7235	-10.9994	265	2.73

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux en situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	949.5116	47.1493	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	1362.942	-32.7371	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	594.1071	35.4289	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	26.5923	42.5224	SPC	2.36	2.36	14.4

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C7	314	ELU	Combination		0	949.5116	24.7746	-8.5993	-0.0095	-12.2552	47.1493	314	0
Story4	C13	373	ELU	Combination		0	1362.942	3.3375	-21.0858	0.0039	-32.7371	5.3848	373	0
Story7	C14	436	ELU	Combination		0	594.1071	22.7815	-17.9142	0.0046	-27.8579	35.4289	436	0
Story11	C34	522	ELU	Combination		0	26.5923	40.3135	-0.71	-0.0029	-0.7127	42.5224	522	0

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

G+Q-E

Poteaux :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	2373.529	-156.448	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	1846.498	-51.8528	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	1343.337	-33.9228	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	652.6762	-22.5649	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C23	34	G+Q+Ex	Combination	Min	0	2373.529	-74.3274	-1.4341	-0.2078	-3.0972	-156.448	34	0
Story3	C21	76	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1846.498	-32.12	-14.6617	-3.9779	-39.9414	-51.8528	76	0
Story5	C53	113	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1343.337	-19.1887	-18.6704	-2.9701	-33.9228	-30.5007	113	0
Story8	C53	282	G+Q+Ey	Combination	Min	0	652.6762	-14.4151	-13.7079	-1.769	-20.6301	-22.5649	282	0

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle total ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	$A_s' \text{ totale}$ [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	46.4048	129.4197	SPC	4.57	4.57	27.23
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	68.0065	144.1625	SPC	5.59	5.59	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	54.4373	155.7439	SPC	7.17	7.17	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	64.8693	113.8039	SPC	5.76	5.76	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C24	339	G+Q+Ex	Combination	Max	2.73	46.4048	110.3874	0.614	0.4174	0.6678	129.4197	339	2.73
Story3	C24	73	G+Q+Ex	Combination	Max	2.73	68.0065	118.2693	0.7202	0.3878	0.5634	144.1625	73	2.73
Story5	C24	234	G+Q+Ex	Combination	Max	2.73	54.4373	116.7474	0.6628	0.3106	0.4566	155.7439	234	2.73
Story8	C24	277	G+Q+Ex	Combination	Max	2.73	64.8693	76.9978	0.8523	0.1903	0.522	113.8039	277	2.73

c. ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$) :

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	$A_s' \text{ totale}$ [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	43.7185	232.503	SPC	8.77	8.77	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	60.2426	279.839	SPC	12	12	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	94.6668	244.1327	SPC	11.59	11.59	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	-75.7686	181.5802	SPC	11.22	11.22	14.4

$$= 43,58 \text{ cm}^2$$

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C35	336	G+Q+Ex	Combination	Max	0	43.7185	137.0241	2.0859	0.4174	2.5069	232.503	336	0
Story4	C35	388	G+Q+Ex	Combination	Max	0	60.2426	175.5902	4.4608	0.4397	6.4581	279.839	388	0
Story6	C35	476	G+Q+Ex	Combination	Max	0	94.6668	150.5608	5.2822	0.3167	8.3226	244.1327	476	0
Story11	C34	522	G+Q+Ex	Combination	Max	0	-75.7686	176.0515	4.8748	0.6437	5.0948	181.5802	522	0

- Combinaison : **0,8G+E**
0,8G-E

a. (N^{max} , M^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferraillages 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' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	1940.891	-154.215	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	1550.72	-210.673	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	1109.254	-207.846	SPC	1.41	1.41	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	545.9888	-148.682	SPC	3.78	3.78	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C23	34	0.8G+Ex	Combination	Min	0	1940.891	-71.7826	-1.4324	-0.2045	-2.8971	-154.215	34	0
Story3	C24	73	0.8G+Ex	Combination	Min	0	1550.72	-128.92	-0.6051	-0.383	-1.0588	-210.673	73	0
Story5	C24	234	0.8G+Ex	Combination	Min	0	1109.254	-131.826	-0.4955	-0.3074	-0.8895	-207.846	234	0
Story8	C24	277	0.8G+Ex	Combination	Min	0	545.9888	-94.631	-0.5454	-0.187	-0.9228	-148.682	277	0

b. (N^{min} , M^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferraillages 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' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	344.5349	37.4823	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	346.3996	141.3321	SPC	2.76	2.76	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	249.9855	152.0574	SPC	5.13	5.13	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	150.5014	109.6629	SPC	4.7	4.7	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C24	33	0.8G+Ex	Combination	Max	2.73	344.5349	66.0064	0.7438	0.196	0.3436	37.4823	33	2.73
Story3	C24	73	0.8G+Ex	Combination	Max	2.73	346.3996	120.2488	0.7146	0.3865	0.6301	141.3321	73	2.73
Story5	C24	234	0.8G+Ex	Combination	Max	2.73	249.9855	119.7292	0.6614	0.3093	0.5081	152.0574	234	2.73
Story8	C24	277	0.8G+Ex	Combination	Max	2.73	150.5014	80.4979	0.8243	0.1888	0.5729	109.6629	277	2.73

c. (N^{corr} , M^{max}) :

Tableau V.10 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{max}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	267.0056	224.3572	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	173.7682	271.9169	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	67.4411	235.3446	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	80.0784	167.9549	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C35	336	0.8G+Ex	Combination	Max	0	267.0056	132.4685	2.6172	0.4209	3.3424	224.3572	336	0
Story4	C35	388	0.8G+Ex	Combination	Max	0	173.7682	170.5151	5.4996	0.438	8.0796	271.9169	388	0
Story6	C35	476	0.8G+Ex	Combination	Max	0	67.4411	145.0815	6.6122	0.3152	10.4718	235.3446	476	0
Story11	C34	522	0.8G+Ex	Combination	Max	0	80.0784	162.9864	5.0688	0.6416	5.2853	167.9549	522	0

V.2.4. Choix des armatures :

1)-choix de ferraillage des poteaux :

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sectio ns (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}	55x55	17.54	27.23	181.5	121	4T20+8T16	28.64
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50x50	24	22.5	150	100	12T16	24.12
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	23.18	18.23	121.5	81	12T16	24.12
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40x40	22.44	14.4	96	64	12T16	24.12

V.2.5. 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** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

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

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{max} , M^{corr}) :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{corr} , N^{Max})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55 × 5	1764.183	-1.823	28.64	SEC	80.3	250	5.36	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 5 0	1422.733	26.1282	24.12	SEC	89.3	250	6.05	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 4 5	1062.482	22.0774	24.12	SEC	82.9	250	5.64	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 4 0	535.1397	21.2891	24.12	SEC	60.5	250	4.21	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Node	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C5	6	ELS	Combinati	0	1764.183	-2.6489	-0.3199	0.0016	-0.6681	-1.823	6	0
Story3	C53	77	ELS	Combinati	0	1422.733	2.2551	15.9307	0.0034	26.1282	3.7773	77	0
Story5	C53	113	ELS	Combinati	0	1062.482	2.8421	14.4223	0.0021	22.0774	4.464	113	0
Story8	C53	282	ELS	Combinati	0	535.1397	3.0011	13.8791	0.0021	21.2891	4.7159	282	0

b. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55 × 5	122.977	-1.4331	28.64	SEC	6.11	250	0.41	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 5 0	609.756	14.6621	24.12	SEC	40	250	2.72	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 4 5	443.6546	16.4159	24.12	SEC	39.3	250	2.71	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 4 0	188.5512	-9.9095	24.12	SEC	23.4	250	1.64	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique	Narrative	Output	Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
							m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C47	26	ELS	Combinati			2.73	122.977	-5.2599	0.6221	0.0016	-1.4331	9.8266	26	2.73
Story3	C44	96	ELS	Combinati			2.73	609.756	-11.7424	-0.6063	0.0034	0.5566	14.6621	96	2.73
Story5	C44	145	ELS	Combinati			2.73	443.6546	-13.5743	-0.939	0.0021	1.0231	16.4159	145	2.73
Story8	C3	265	ELS	Combinati			2.73	188.5512	8.7477	3.711	0.0021	-4.3748	-9.9095	265	2.73

c. (N^{corr}, M^{max}) :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{corr}, M^{max})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55 × 55	717.8294	-28.7946	28.64	SEC	43.7	250	2.99	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50 × 50	657.0422	-24.0138	24.12	SEC	47.2	250	3.24	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45 × 45	372.2103	-28.5015	24.12	SEC	42.5	250	2.99	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème}	40 × 40	87.9405	-33.3571	24.12	SEC	41.1	250	3.22	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C44	347	ELS	Combinati	0	717.8294	-17.0754	-0.5079	-0.004	-0.9963	-28.7946	347	0
Story4	C11	391	ELS	Combinati	0	657.0422	-15.655	-6.2541	0.0032	-9.8265	-24.0138	391	0
Story7	C11	434	ELS	Combinati	0	372.2103	-18.4458	-6.2228	0.0034	-9.7056	-28.5015	434	0
Story10	C14	551	ELS	Combinati	2.73	87.9405	25.3353	-14.9265	-0.0385	17.5402	-33.3571	551	2.73

V.2.6 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 :

Selon le BAEL 91 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.2003 :[2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l’élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l’élancement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L’élancement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d’inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55x55	128.6506	0.473	14.24	0,075	2.25	3	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	164.2809	0.730	15.66	0,075	2.25	3	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	141.9539	0.779	17.41	0,075	2.25	3	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	98.2958	0.683	19.58	0,075	2.25	3	OK
10 ^{ème}	40x40	122.1985	0.849	12.12	0,075			

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C25	321	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-1952.253	-128.6506	-3.9233	-0.4213	-5.549	-218.6495	321	0
Story4	C25	372	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-1462.5179	-164.2809	-8.5595	-0.4197	-13.0456	-261.9335	372	0
Story7	C24	439	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-834.7553	-141.9539	-0.6498	-0.2949	-1.173	-223.1999	439	0
Story8	C24	277	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-634.0031	-98.2958	-0.5596	-0.1792	-0.9623	-154.2128	277	0
Story11	C33	523	0.8G+Ex	Combination	Min	0	-117.3412	-122.1985	-7.4404	-0.5956	-10.3772	-124.2551	523	0

V.2.7 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** :[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d’armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500$ MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau V.16 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC,1 ^{er}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45x45	12T16	16	10	15
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème} ,10 ^{ème}	40x40	12T16	16	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17: 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 ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	55x55	2.261	4.11	3.75	128.6506	N	10	0.427	2.87	4T10	3.14
						C	15	0.641	4.305	6T10	4.71
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50x50	2.261	4.522	3.75	164.2809	N	10	0.545	2.1	4T10	3.14
						C	15	0.818	3.15	6T10	4.71
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45x45	2.261	5.024	2.5	141.9539	N	10	0.314	1.35	4T8	2.01
						C	15	0.471	2.03	4T10	3.14
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	40x40	2.261	5.653	2.5	98.2958	N	10	0.217	1.2	4T8	2.01
						C	15	0.326	1.8	4T8	2.01
10 ^{ème}	40x40	1.4	3.5	3.75	122.1985	N	10	0.655	2.7	4T10	3.14
						C	15	0.983	4.05	6T10	4.71

V.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø_l en zone III.

Pour :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm

V.2.9. Ferraillage des Poteaux du Sous-sol

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm²
 α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ poteau carrée
 L_f : Longueur de flambement.
 i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
 I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B_r = (a-0,02)^2$ [m²]. Poteau carré

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Structure inferieur													
Story1	C5	6	G	LinStatic	0	272,9128	6,3517	-0,2595	-0,00003612	-0,2222	5,5038	6	0
Story1	C5	6	Q	LinStatic	0	70,7556	2,1698	-0,0953	-0,0000119	-0,0807	1,8797	6	0
Story1	C5	6	ELU	Combinator	0	379,0462	9,6064	-0,4025	-0,0001	-0,3433	8,3234	6	0
Structure superier													
Story1	C5	6	G	LinStatic	0	1333,8731	-4,1424	-0,3727	-0,0054	-0,7682	-3,666	6	0
Story1	C5	6	Q	LinStatic	0	430,2146	1,4882	-0,165	-0,0022	-0,3173	1,8168	6	0
Story1	C5	6	ELU	Combinator	0	1979,195	-1,9101	-0,6202	-0,0086	-1,2442	-0,9408	6	0

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{s \text{ inf}} + N_{s \text{ sup}} = 2358,2412 \text{KN}$

b. Calcul du ferraillage :

Le sous-sol est de section carré B= 55x55cm²

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,88cm$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,78 \times 10^2}{15,88} = 16,66 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$
- $Br = (55 - 2)^2 = 2809.cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2358,2412 \times 10^3}{0,81} - \frac{2809 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -52,68cm^2 \Rightarrow A_s < 0$$

Le ferraillage se fait par rapport $A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 27.3 \text{ cm}^2$$

V.2.10 Schéma de ferraillage des poteaux :

Tableau V.18 : Schéma de ferraillage des poteaux.

	$A \times B = 55 \times 55$		$A \times B = 50 \times 50$
Sous-sol RDC et 1^{er}		3^{ème} ; 2^{ème}	
	$A \times B = 45 \times 45$		$A \times B = 40 \times 40$
4^{ème} ; 5^{ème} et 6^{ème}		9^{ème} et 10^{ème} 7^{ème} ; 8^{ème}	

V.3.Ferrailage des poutres :**V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU: $1.35 G + 1.5 Q$

ELS: $G + Q$

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

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: $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales $30 \times 50 (\text{cm}^2)$
- Poutres secondaires $30 \times 40 (\text{cm}^2)$

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur:

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
30x50	Travée	54.1244	/	2.86	/
30x50	Appui	/	-103.1474	/	5.64

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story1	B74	1825	ELU	Combination	2.3325	0	-8.9435	0	0.0718	0	54.1244	1825-2	2.3125	
Story1	B50	1517	ELU	Combination	2.7028	0	10.4594	0	-0.0574	0	53.4642	1517	2.7028	
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	
Story1	B74	1825	ELU	Combination	0.02	0	59.6317	0	20.0619	0	-78.403	1825-1	0.02	
Story1	B74	1825	ELU	Combination	0.02	0	-127.0753	0	0.0718	0	-103.1474	1825-2	0	

b-Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.20: Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
30x50	Travée	89.7126	-73.287	4.14	3.37
30x50	Appui	142.7684	-198.2181	6.83	9.8

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story6	B58	1601	G+Q+Ex	Combination	Max	0.225	0	38.8664	0	0.1703	0	142.7684	1601	0.225
Story6	B68	1711	G+Q+Ex	Combination	Min	0.225	0	-144.0251	0	-0.4516	0	-198.2181	1711	0.225
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story6	B58	1601	G+Q+Ex	Combination	Max	1.2164	0	68.1632	0	0.1703	0	89.7126	1601	1.2164
Story5	B49	1459	G+Q+Ex	Combination	Min	1.2136	0	-102.3858	0	-0.3076	0	-73.287	1459	1.2136

c-Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
30x50	Travée	83.1004	-72.6564	3.85	3.34
30x50	Appui	147.249	-180.573	7.06	8.83

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story6	B58	1601	0.8G+Ex	Combination	Max	0.225	0	55.2156	0	0.1477	0	147.249	1601	0.225
Story5	B68	1712	0.8G+Ex	Combination	Min	0.225	0	-120.7562	0	-0.4106	0	-180.573	1712	0.225
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story6	B58	1601	0.8G+Ex	Combination	Max	1.2164	0	74.1915	0	0.1477	0	83.1004	1601	1.2164
Story5	B49	1459	0.8G+Ex	Combination	Min	1.2136	0	-95.3507	0	-0.3289	0	-72.6564	1459	1.2136

2. Sens non porteur:

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
30x40	Travée	14.6783	-10.1303	0.95	0.65
30x40	Appui	30.5841	-36.1624	2.01	2.39

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story9	B20	1961	ELU	Combination	3.35	0	-16.3231	0	-0.3154	0	30.5841	1961	3.35	
Story9	B20	1961	ELU	Combination	2.45	0	-19.0231	0	-0.3154	0	14.6783	1961	2.45	
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	
Story10	B23	2191	ELU	Combination	2.5214	0	16.4601	0	0.1921	0	-10.1303	2191	2.5214	
Story10	B20	1960	ELU	Combination	0.2	0	-25.0386	0	-0.1826	0	-36.1624	1960	0.2	

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.23 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
30x40	Travée	79.8098	-80.8123	4.72	4.78
30x40	Appui	184.0747	-207.6952	12.12	14.1

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story6	B11	1942	G+Q+Ey	Combination	Max	0.225	0	121.7274	0	0.2411	0	184.0747	1942	0.225
Story6	B11	1942	G+Q+Ey	Combination	Min	3.325	0	-104.006	0	-1.099	0	-207.6952	1942	3.325
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story7	B11	1941	G+Q+Ey	Combination	Max	2.4393	0	122.967	0	0.1011	0	79.8098	1941	2.4393
Story9	B8	2214	G+Q+Ey	Combination	Min	1.1286	0	-90.4727	0	0.2322	0	-80.8123	2214	1.1286

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	81.5768	-82.3917	4.83	4.88
30x40	Appui	180.3981	-203.0223	11.82	13.7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story6	B11	1942	0.8G+Ey	Combination	Max	0.225	0	119.964	0	0.3635	0	180.3981	1942	0.225
Story6	B11	1942	0.8G+Ey	Combination	Min	3.325	0	-107.6293	0	-0.9766	0	-203.0223	1942	3.325
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story6	B8	2217	0.8G+Ey	Combination	Max	1.1393	0	103.2084	0	0.9571	0	81.5768	2217	1.1393
Story4	B11	1944	0.8G+Ey	Combination	Min	2.4286	0	-106.3127	0	-0.9475	0	-82.3917	1944	2.4286

V.3.3.1.Choix des armatures :

➤ Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.

Section	Position	A _s max z.c (cm ²)	A _s max z.r (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{tc} (cm ²)	Choix A _s	Choix A _s '	A _s max ^{adp} (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)
30x50	Travée	60	90	7.5	4.14	3.37	3T16	3T16	6.03	6.03
30x50	Appui	60	90	7.5	7.06	9.8	3T16+1T14	3T16+3T14	7.57	10.65

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	$A_{s,max}$ z.c (cm ²)	$A_{s,max}$ z.r (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	$A_s^{cal(c)}$ (m ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix As	Choix As'	$A_{s,max}^{adp}$ (cm ²)	$A_{s,min}^{adp}$ (cm ²)
30x40	Travée	48	72	6	4.83	4.88	3T20	3T16	9.42	6.03
30x40	Appui	48	72	6	12.12	14.1	6T16	3T20+3T16	12.06	15.45

V.3.4-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1MPa ; f_e = 500MPa$$

Tableau V.27: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(choisi)}^{min}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x50	6.03	1,30	Vérifiée
30x40	6.03	1,04	Vérifiée

V.3.5.Vérification vis à vis de l'ELS :

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

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier.**

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

Tableau V.28: Vérification des poutres (30X50) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	44.3216	3.93	15	47	250	vérifier
Appui	-84.5192	5.97	15	57.2	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	B74	1825	ELS	Combination	2.3325	0	-7.2721	0	0.0669	0	44.3216	1825-2	2.3125
Story1	B50	1517	ELS	Combination	2.7028	0	8.649	0	-0.0541	0	43.7605	1517	2.7028
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story9	B73	1807	ELS	Combination	3.78	0	71.1543	0	-0.5521	0	-65.438	1807	3.78
Story1	B74	1825	ELS	Combination	0.02	0	-104.1577	0	0.0669	0	-84.5192	1825-2	0

Tableau V.29: Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	27.9634	3.1	15	37.6	250	vérifier
Appui	-33.3358	2.7	15	33.5	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B20	1961	ELS	Combination	3.35	0	-14.5884	0	-0.2855	0	27.9634	1961	3.35
Story8	B20	1962	ELS	Combination	3.35	0	-13.183	0	-0.2411	0	25.6291	1962	3.35
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story9	B20	1961	ELS	Combination	0.2	0	-24.0384	0	-0.2855	0	-32.874	1961	0.2
Story10	B20	1960	ELS	Combination	0.2	0	-23.4051	0	-0.1542	0	-33.3358	1960	0.2

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$. (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL91 modifié 99

Tableau V.30: Vérification de la contrainte de cisaillement

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x50	240.5815	1.69	2.5	Vérifier
30x40	131.0274	1.03	2.5	Vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Poutre principale														
Story2	B74	1815	0.8G+Ex	Combination	Min	0.02	0	240.5815	0	3.6661	0	-55.4261	1815-1	0.02
Poutre secondaire														
Story6	B11	1942	G+Q+Ey	Combination	Max	3.325	0	131.0274	0	0.2411	0	175.5745	1942	3.325

V.3.6-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500MPa$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : \rightarrow
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : \rightarrow
$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2cm.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.31: calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x50	240.5815	1.69	40	12.5	25	12.5	25	2,25	4T10	3,14
30x40	131.0274	1.03	33.75	10	20	10	20	1,8	4T8	2.01

V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- b. $\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

V.3.8. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

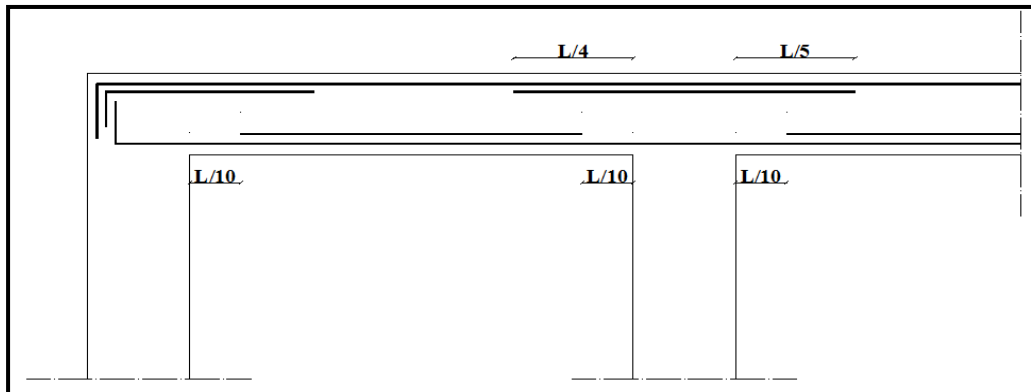


Figure V.1 : Arrêt des barres.

V.3.9. Vérification de la flèche :

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

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,94\text{cm} \quad (L = 4,7(5\text{m}))$$

$$\bar{f}_2 = \bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,7\text{cm} \quad (L = 3,5(5\text{m}))$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

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

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau V.32: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} KNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv(cm)	Δft(cm)	f̄ (cm)
30x50	4.7	44.3216	6.03	404080.625	0.2066	0.2671	0.1728	0.94
30x40	3.5	27.9634	6.03	215400.625	0.1472	0.1779	0.1106	0.7

➤ Poutre principale 30x45 (Pour les bouts de voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.33: Ferraillage des poutres porteuses 30x50(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	22.4586	-102.924	1.1	5.29
30x50	Appui	39.0024	-20.1356	1.93	0.99

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story11	B59	1607	ELU	Combination	0,2	0	1,6263	0	0,1676	0	39,0024	1607-1	0,2
Story1	B65	1682	ELU	Combination	4,675	0	60,5039	0	-0,0508	0	-20,1356	1682-2	2,625
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story10	B60	1619	ELU	Combination	3,85	0	-24,8785	0	-0,0299	0	22,4586	1619-2	1,8
Story9	B59	1609	ELU	Combination	2,9	0	104,4098	0	0,005	0	-102,924	1609-1	2,9

b-Situation accidentelle G+Q+E

Tableau V.34: Ferraillage des poutres porteuses 30x50(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	346.9036	-429.5428	17.56	23.46
30x50	Appui	265.2727	-256.5106	12.76	12.77

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story4	B53	1548	G+Q+Ex	Combination	Max	2,05	0	190,5446	0	1,0318	0	346,9036	1548-2	0
Story4	B54	1559	G+Q+Ex	Combination	Min	2,9	0	-181,7087	0	-0,945	0	-429,5428	1559-1	2,9
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story4	B54	1559	G+Q+Ex	Combination	Max	0,25	0	223,7237	0	0,2872	0	265,2727	1559-1	0,25
Story3	B66	1692	G+Q+Ex	Combination	Min	0,25	0	-266,105	0	-0,2312	0	-256,5106	1692-1	0,25

c-Situation accidentelle 0.8G +E

Tableau V.35: Ferraillage des poutres porteuses 30x50(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	357.2792	-411.8162	18.32	22.12
30x50	Appui	262.1045	-260.7721	12.58	12.5

TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Category	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story4	B53	1548	0.8G+Ex	Combination	Max	2,05	0	207,2555	0	0,8887	0	357,2792	1548-2	0	
Story4	B54	1559	0.8G+Ex	Combination	Min	2,9	0	-203,1308	0	-0,8337	0	-411,8162	1559-1	2,9	
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story4	B54	1559	0.8G+Ex	Combination	Max	0,25	0	229,3761	0	0,3985	0	262,1045	1559-1	0,25	
Story3	B65	1681	0.8G+Ex	Combination	Min	4,7	0	-204,9264	0	-0,4254	0	-260,7721	1681-2	2,65	

➤ **Choix des armatures :**

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.36 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50 (Pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s\ max\ z.c}$ (cm ²)	$A_{s\ max\ z.r}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ cal(c)}$ (m ²)	$A_{s\ tcal}$ (cm ²)	Choix As	Choix As'	$A_{s\ max\ adp}$ (cm ²)	$A_{s\ min\ adp}$ (cm ²)
30x50	Travée	60	90	7.5	18.32	23.46	3T20+5T16	6T20+3T16	19.47	24.88
30x50	Appui	60	90	7.5	12.58	12.77	3T20+2T16	5T20	13.44	15.71

➤ **Condition de non fragilité :**

Tableau V.37 : Vérification de la condition de non fragilité 30x50(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	$A_{s\ choisi\ (min)}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	Vérification
30x50	13.44	1.57	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

Tableau V.38: Vérification des poutres à l'ELS 30x50(Pour les bouts de voile).

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	21.0806	1.15	15	11.8	250	Vérifier
Appui	-8.4604	0.57	15	5.81	250	Vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story11	B59	1607	ELS	Combination	1.1	0	32.2427	0	0.1583	0	21.0806	1607-1	1.1	
Story11	B60	1618	ELS	Combination	4.75	0	13.0593	0	-0.1396	0	20.8206	1618-2	2.7	
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story5	B65	1679	ELS	Combination	4.725	0	38.7978	0	-0.3167	0	-8.1919	1679-2	2.675	
Story2	B53	1540	ELS	Combination	4.675	0	32.4755	0	0.1981	0	-8.4604	1540-2	2.625	

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x50(Pour les bouts de voile).

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x50	306.9681	2.15	3	Vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story4	B66	1691	G+Q+Ex	Combination	Max	2,9	0	306,9881	0	0,652	0	328,7778	1691-1	2,9

➤ Calcul des armatures transversales :

Tableau V.40: calcul des armatures transversales 30x50(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x50	306.9681	2.15	40.5	12.5	25	12.5	25	2.25	4T10	3.14

➤ Vérification de la flèche :

Tableau V.41 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x50(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Longueur (m)	M_{ser} kNm	A_s^{adp} (cm ²)	I_0 (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf_t (cm)	\bar{f} (cm)
30x50	4.7	21.0608	19,47	348412.5	0.073	0.0778	0.046	0,94

➤ Poutre secondaire 30x40 (Pour les bouts de voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.42: Ferraillage des poutres non porteuses 30x40(avec bout de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	0.5059	-40.065	0.03	2.55
30x40	Appui	26.6738	-1.1542	1.68	0.07

TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location	
Story10	B21	2037	ELU	Combination	2,15	0	-46,5591	0	0,0183	0	-40,065	2037-2	0		
Story1	B21	2045	ELU	Combination	1,2125	0	0,4359	0	0,0315	0	0,5059	2045-1	1,2125		
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		
Story11	B21	2036	ELU	Combination	0,2	0	-2,1678	0	-0,0805	0	-1,1542	2036-1	0,2		
Story11	B21	2036	ELU	Combination	3,6	0	-42,365	0	0,0771	0	26,6738	2036-2	1,45		

b-Situation accidentelle G+Q+E

Tableau V.43: Ferraillage des poutres non porteuses 30x40(avec bout de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	373.3788	-419.8727	25.04	27.69
30x40	Appui	270.0607	-242.7363	18.76	16.17

TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story5	B21	2042	G+Q+Ey	Combination	Max	2,15	0	428,8204	0	0,9265	0	371,3788	2042-2	0	
Story5	B21	2042	G+Q+Ey	Combination	Min	2,15	0	-486,3012	0	-0,9693	0	-419,8727	2042-2	0	
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story5	B21	2042	G+Q+Ey	Combination	Max	3,575	0	433,0954	0	0,9265	0	270,0607	2042-2	1,425	
Story5	B21	2042	G+Q+Ey	Combination	Min	3,575	0	-482,0262	0	-0,9693	0	-242,7363	2042-2	1,425	

c-Situation accidentelle 0.8G +E

Tableau V.44: Ferraillage des poutres non porteuses 30x40(avec bout de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	380.1264	-411.1252	25.42	27.2
30x40	Appui	264.9954	-247.8017	18.26	16.64

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story5	B21	2042	0.8G+Ey	Combination	Max	2,15	0	438,9412	0	0,9359	0	380,1264	2042-2	0
Story5	B21	2042	0.8G+Ey	Combination	Min	2,15	0	-476,1805	0	-0,9599	0	-411,1252	2042-2	0
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story5	B21	2042	0.8G+Ey	Combination	Max	3,575	0	442,3612	0	0,9359	0	264,9954	2042-2	1,425
Story5	B21	2042	0.8G+Ey	Combination	Min	3,575	0	-472,7605	0	-0,9599	0	-247,8017	2042-2	1,425

➤ **Choix des armatures :**

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.45 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40(Pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s\ max}$ z.c (cm ²)	$A_{s\ max}$ z.r (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ cal(c)}$ m ²)	$A_{s\ tcal}$ (cm ²)	Choix As	Choix As'	$A_{s\ max\ adp}$ (cm ²)	$A_{s\ min\ adp}$ (cm ²)
30x40	Travée	48	72	6	25.42	27.69	6T20+2T16	6T20+3T16	22.87	24.88
30x40	Appui	48	72	6	18.76	16.64	6T20	6T20	18.85	18.85

➤ **Condition de non fragilité :**

Tableau V.46 : Vérification de la condition de non fragilité 30x40(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	$A_{s\ choisi}$ $A_{s\ (min)}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	Vérification
30x40	15.71	1.16	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

Tableau V.47: Vérification des poutres à l'ELS 30x40(pour les bouts de voile).

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	0.5109	0.03	18	0.36	250	Vérifier
Appui	-1.1147	0.09	18	0.93	250	Vérifier

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	B21	2045	ELS	Combination	1.2125	0	0.4285	0	0.0272	0	0.5109	2045-1	1.2125
Story3	B21	2044	ELS	Combination	1.2	0	0.4199	0	0.0363	0	0.4779	2044-1	1.2
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story10	B21	2037	ELS	Combination	0.2	0	-2.6202	0	-0.0112	0	-0.7845	2037-1	0.2
Story11	B21	2036	ELS	Combination	0.2	0	-2.21	0	-0.0716	0	-1.1147	2036-1	0.2

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V.48 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(Pour les bouts de voile).

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x40	325.0249	2.89	3	Vérifier

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	B21	2035	0.8G+Ey	Combination	Max	2,15	0	325,0249	0	0,7189	0	277,4972	2035-2	0

➤ Calcul des armatures transversales :

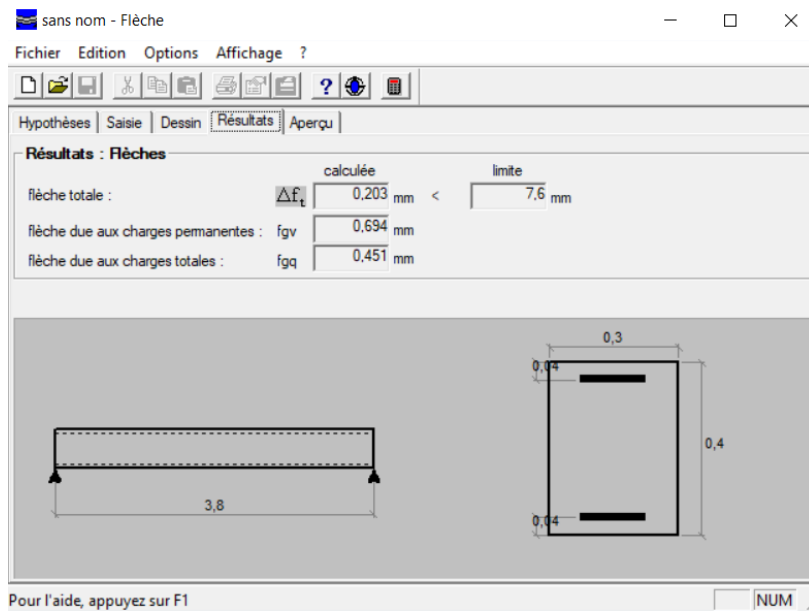
Tableau V.49: calcul des armatures transversales 30x40(Pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x40	325.0249	2.89	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01

➤ Vérification de la flèche :

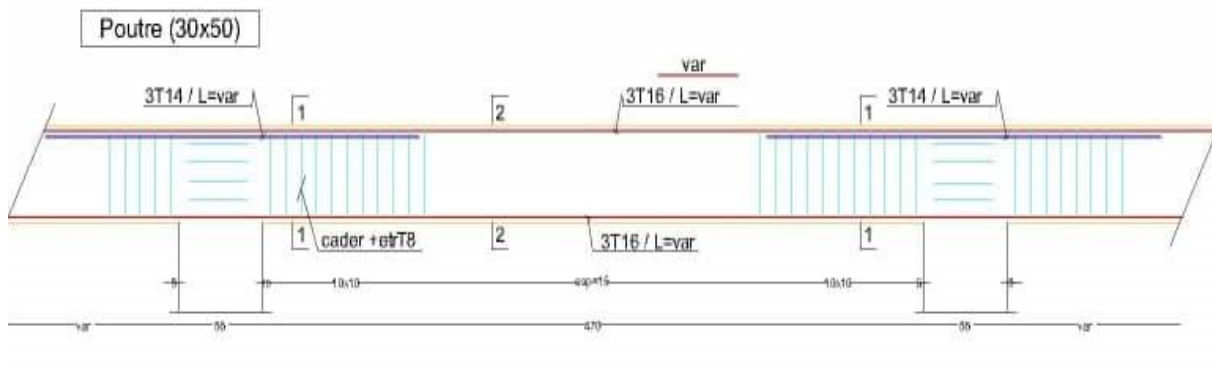
Tableau V.50 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(Pour les boutsvoile).

Section (cm ²)	Longueur (m)	M_{ser} kNm	A_s^{adp} (cm ²)	I_0 (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	Δf_i (cm)	\bar{f} (cm)
30x40	3.5	0.5109	22.87	348412.5	0.0239	0.0354	0.0121	0.7



V.3.10 Schéma de ferrailage des poutres :

Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.



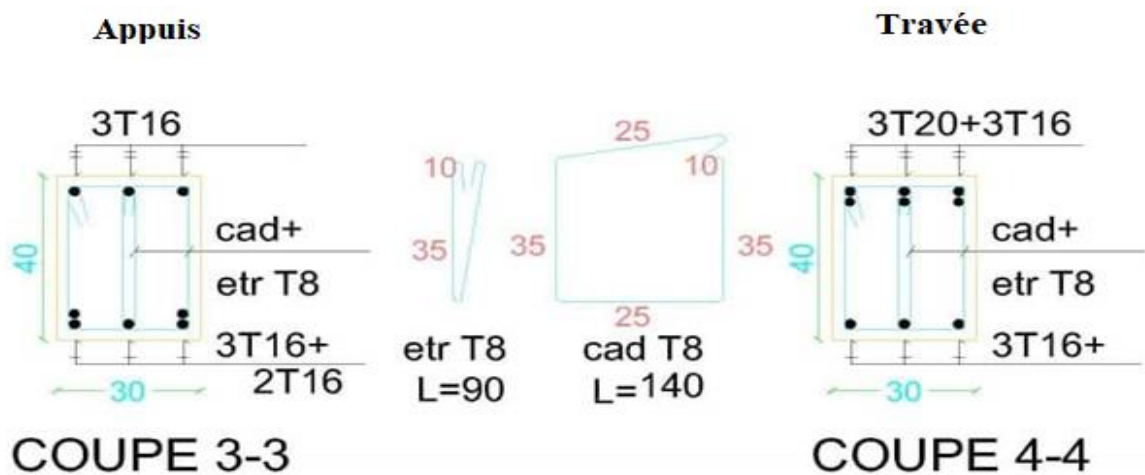
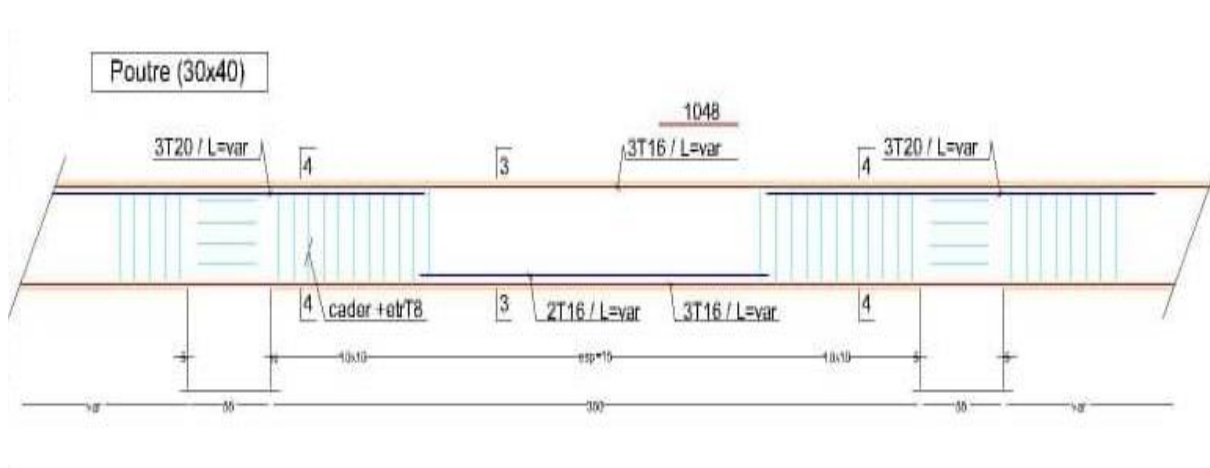
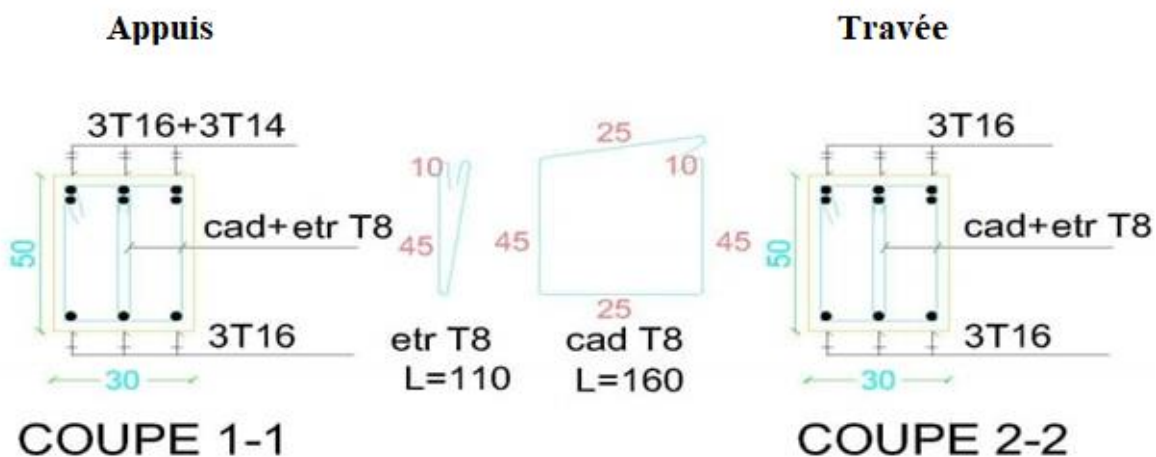
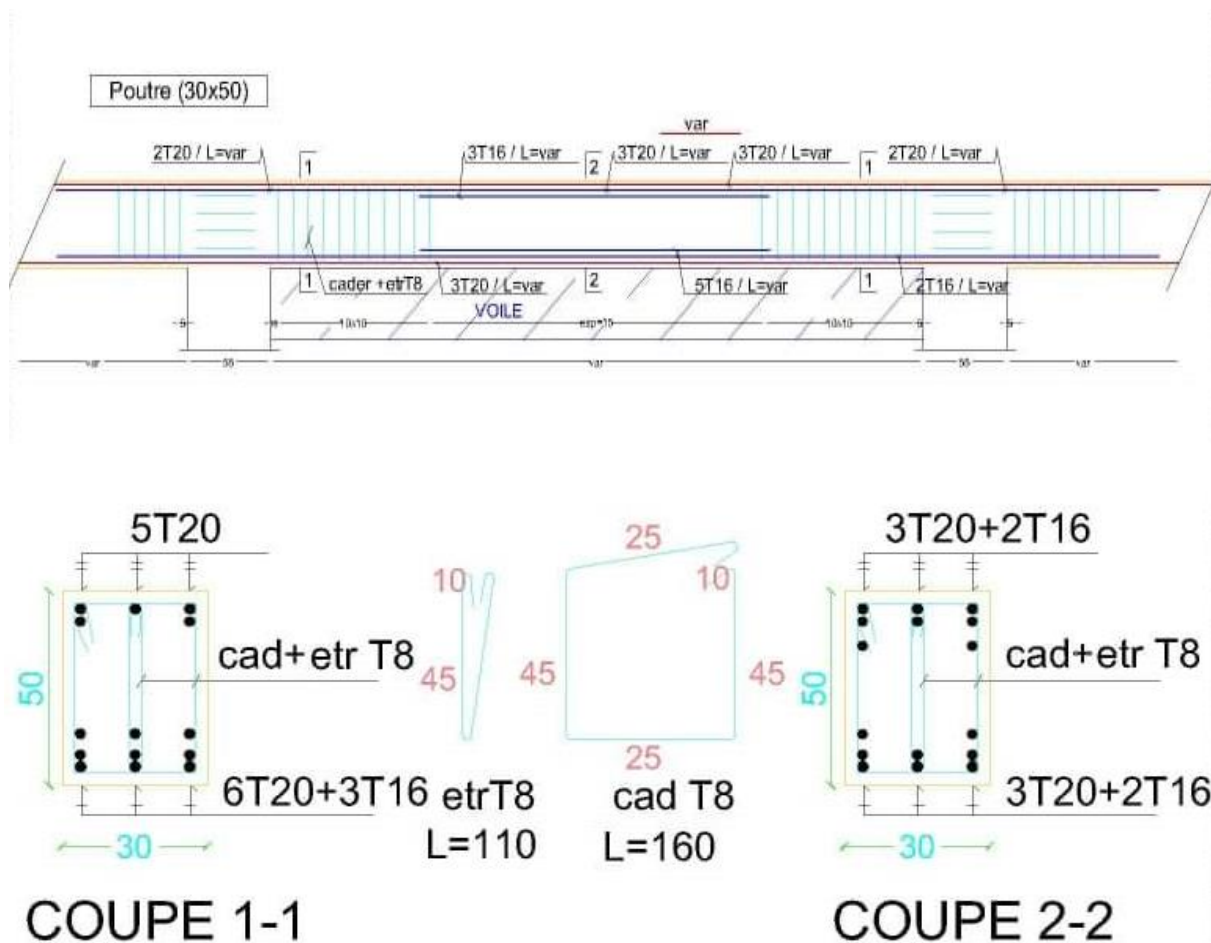
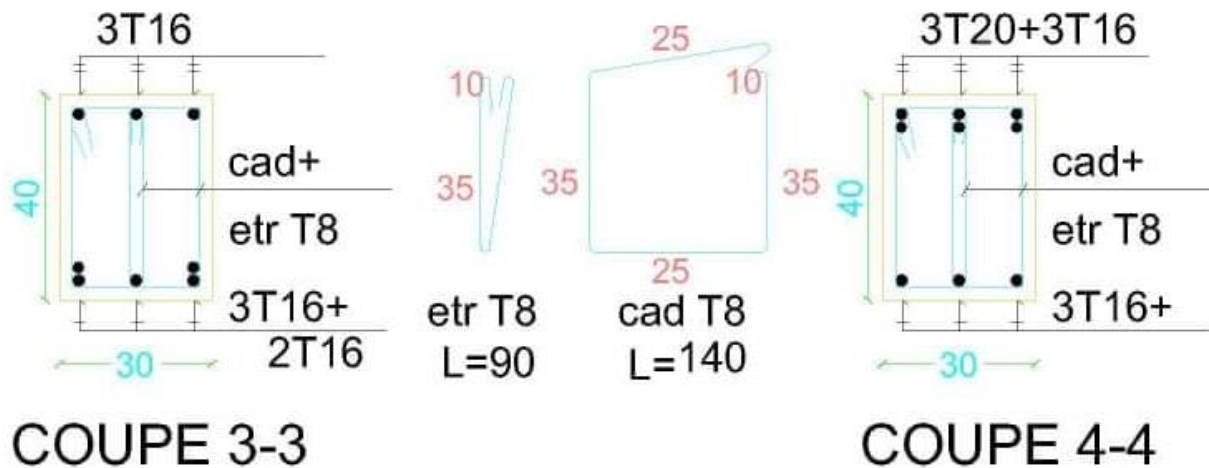


Figure V.3: Schéma de Poutre avec bouts de voile





V.4.Ferrailage des voiles:

V.4.1. Méthode des contraintes :

V.4.1.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

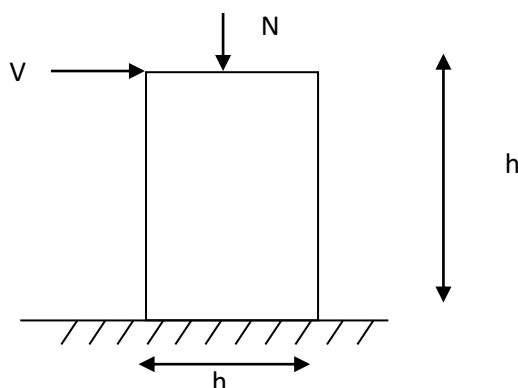
Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. [7]

4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



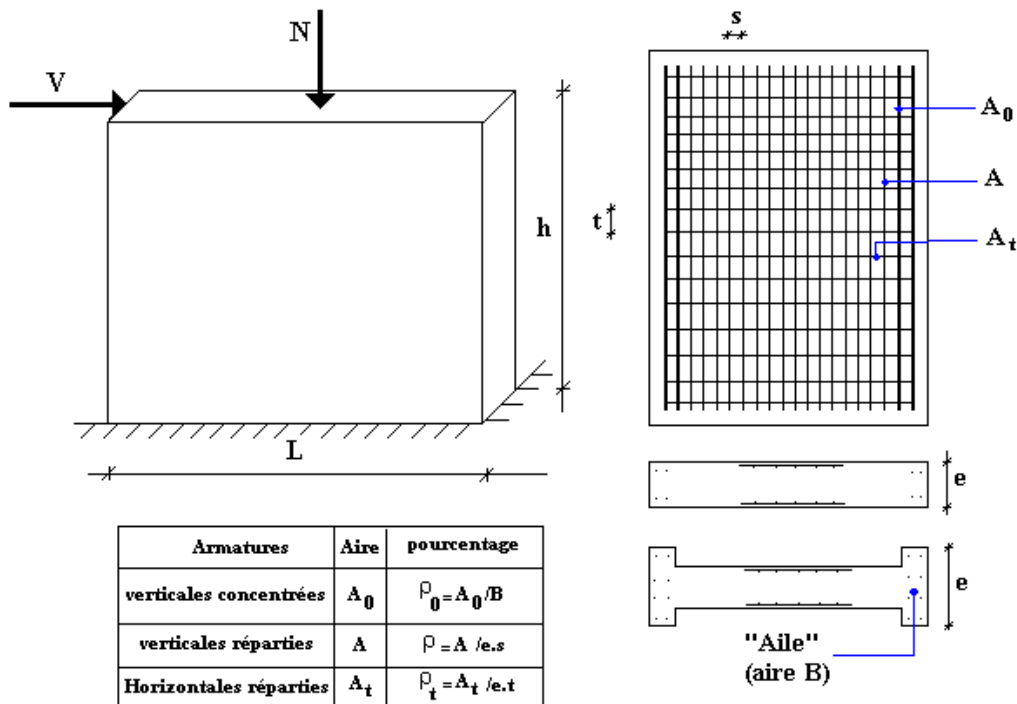
Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES [12]

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$

- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

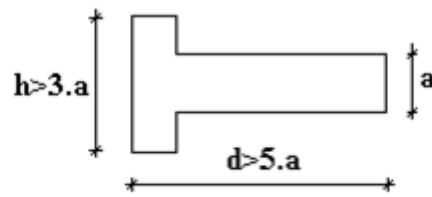
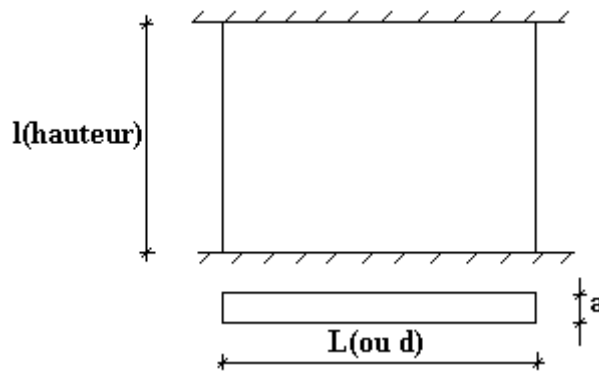


Figure V.4 : Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit : l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.51: Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

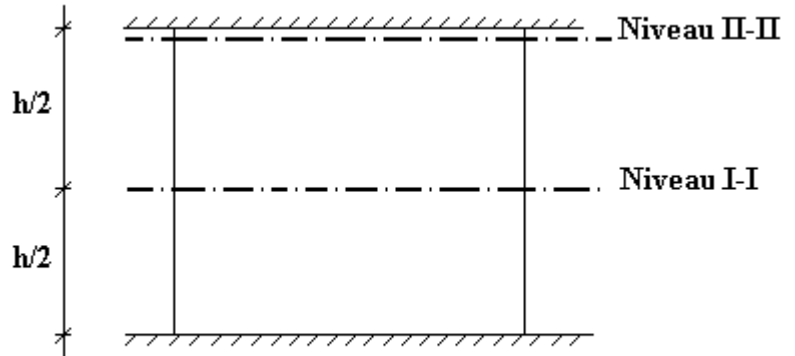
Tableau V.52 : Calcul de $\sigma_{u\text{lim}}$.

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\text{lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V.53: Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}} =$ le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.54: Acers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m ² de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \phi_l \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8 mm

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$).

4.4. Procédure De Ferraillage Des Trumeaux.

4.4.1. Introduction :

Pour le ferraillage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferraillage (ou ferraillage adéquat).

4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

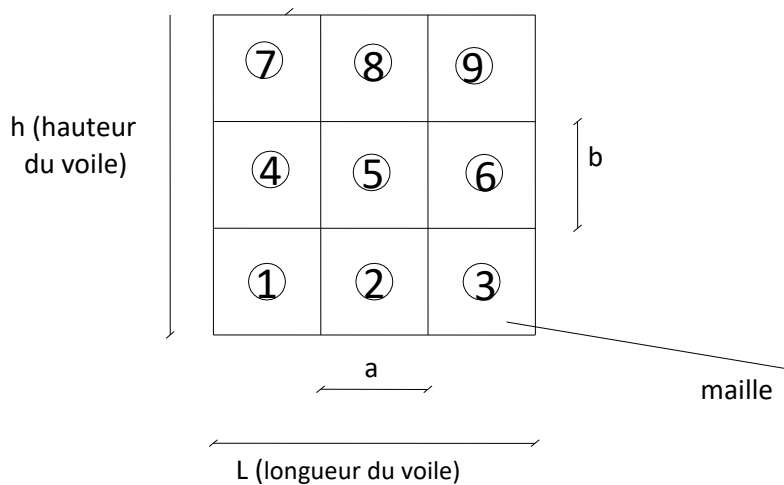


Figure V.5: Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

4.4.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.15 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

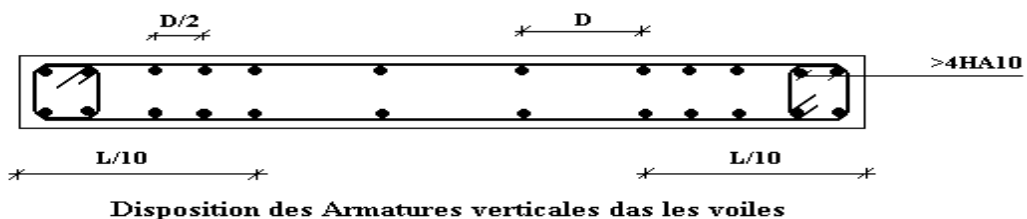


Figure V.6 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul (voile V3) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3,65 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,23 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1,22 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,23 d'où la hauteur libre est égale à :

▪ $h_e = 3,23 - 0,50 = 2,73 \text{ m}$ (0,50m : hauteur de la poutre)

Tableau V.55 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	M	$2,73 \times 0,85 = 2,32$	$0,8 \times 2,73 = 2,184$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 40,18$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 37,83$
Coefficient α	/	0,478	0,689
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$(a - 0,02) = (0,2 - 0,02) = 0,18$	$(a - 0,02)l = (0,2 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,478 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,18} \right]$ $\sigma_{bna} = 11,54 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,689}{1 \times 0,18} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 16,99 \text{ MPa}$

Remarque:

$\sigma_{ba} = 16,99 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,18) (1) \text{ m}^2$

$A_s = 1,8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$

Tableau V.56 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m ²) (a*l) = S _j	0,244	0,244	0,244
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	4,56	1,29	6,26
Force de traction F _t (N) = σ _j S _j	1,1126	0,3147	1,5274
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	22,252	6,294	30,548
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1%S _{béton} 2. Selon RPA99:0,15 %S _{béton}	2,44 3,66	2,44 3,66	2,44 3,66
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2 × 13T14 = 40,02 $\frac{122}{12} = 10,17$	2 × 7T10 = 11 $\frac{122}{12} = 10,17$	2 × 13T14 = 40,02 $\frac{122}{12} = 10,17$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié	Vérifié

- Armatures de joint de bétonnage (aciens de couture)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.68(200)(1220)}{500} 1.4 = 1262,55 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 12,62 \text{cm}^2$$

- Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \tau_u = 1.4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 (1.68) (200) (300)}{(0.8) (500) (0.8)} = 4,41cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (40,04) = 26,69cm^2$$

$$A_{h\min} = (0.15\%) \times a \times l = \frac{0.15}{100} (20)(122) = 3,66cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 26,69cm^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 8T14 = 24,62 cm^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1220}{6} = 203,33mm$$

On prend : $S_t = 203,33 mm < S_{t\min} = 300 mm$... vérifié

5. PRESENTATION DES RESULTATS

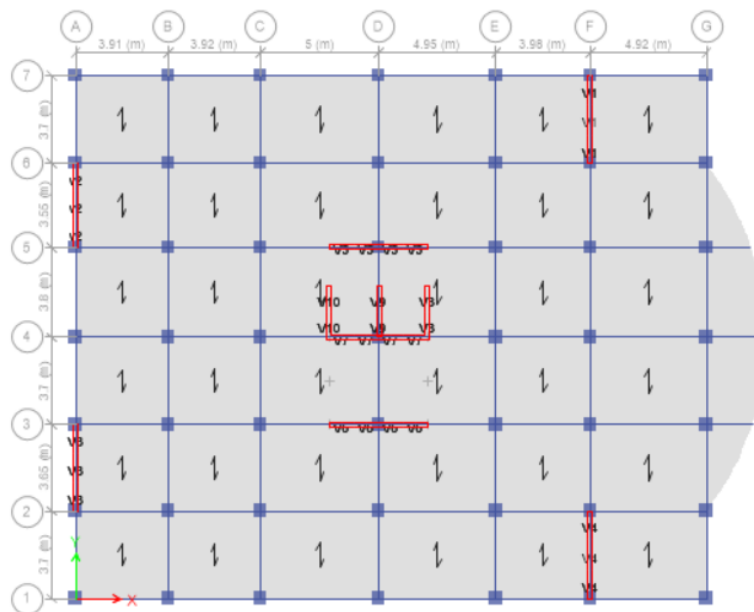


Figure V.7 : Disposition des voiles.

Tableau V.57 : Caractéristiques des voiles.

	Li (m)	b (m)	L (m)
Voile V1	1.2	0.2	3.7
Voile V2	1.18	0.2	3.55
Voile V3	1.22	0.2	3.65
Voile V4	1.2	0.2	3.7
Voile V5	1.04	0.2	4.15
Voile V6	1.04	0.2	4.15
Voile V7	1.04	0.2	4.15
Voile V8	1.05	0.2	2.1
Voile V9	1.05	0.2	2.1
Voile V10	1.05	0.2	2.1

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + Q±E.

Armature verticale de traction :

Tableau V.58 : Calcul des armatures du voile (V1).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Nbr d'armtr	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V1	RDC	1	0.24	8.1	1.944	38.88	13	T16	52.26	10
		2	0.24	8.59	2.0616	41.232	13	T16	52.26	10
	5 ^{ème}	1	0.24	1.64	0.3936	7.872	13	T12	29.38	10
		2	0.24	2.49	0.5976	11.952	13	T12	29.38	10

Tableau V.59 : Calcul des armatures du voile (V2).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V2	RDC	1	0.2366	5.35	1.26581	25.3162	12	T12	27.12	10
		2	0.2366	1.25	0.29575	5.915	6	T12	13.56	20
		3	0.2366	4.94	1.168804	23.37608	12	T12	27.12	10
	5 ^{ème}	1	0.2366	1.44	0.340704	6.81408	12	T12	27.12	10
		2	0.2366	0.19	0.044954	0.89908	6	T10	9.48	20
		3	0.2366	1.4	0.33124	6.6248	12	T12	27.12	10

Tableau V.60 : Calcul des armatures du voile (V3).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V3	RDC	1	0.2434	4.56	1.109904	22.19808	13	T14	40.04	10
		2	0.2434	1.29	0.313986	6.27972	7	T10	11.06	20
		3	0.2434	6.26	1.523684	30.47368	13	T14	40.04	10
	5 ^{ème}	1	0.2434	1.31	0.318854	6.37708	13	T12	29.38	10
		2	0.2434	0.26	0.063284	1.26568	7	T10	11.06	20
		3	0.2434	2.03	0.494102	9.88204	13	T12	29.38	10

Tableau V.61 : Calcul des armatures du voile (V4).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V4	RDC	1	0.24	9.84	2.3616	47.232	13	T16	52.26	10
		2	0.24	10.77	2.5848	51.696	13	T16	52.26	10
	5 ^{ème}	1	0.24	3.06	0.7344	14.688	13	T12	29.38	10
		2	0.24	1.74	0.4176	8.352	13	T12	29.38	10

Tableau V.62 : Calcul des armatures du voile (V5).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V5	RDC	1	0.2076	12.86	2.669736	53.39472	11	T20	69.08	10
		2	0.2076	3.03	0.629028	12.58056	6	T12	13.56	20
		3	0.2076	2.84	0.589584	11.79168	6	T12	13.56	20
		4	0.2076	13.18	2.736168	54.72336	11	T20	69.08	10
	5 ^{ème}	1	0.2076	1.55	0.32178	6.4356	11	T14	33.88	10
		2	0.2076	0.51	0.105876	2.11752	6	T10	9.48	20
		3	0.2076	0.47	0.097572	1.95144	6	T10	9.48	20
		4	0.2076	1.61	0.334236	6.68472	11	T14	33.88	10

Tableau V.63 : Calcul des armatures du voile (V6).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V6	RDC	1	0.2076	12.99	2.696724	53.93448	11	T20	69.08	10
		2	0.2076	2.47	0.512772	10.25544	6	T12	13.56	20
		3	0.2076	2.19	0.454644	9.09288	6	T12	13.56	20
		4	0.2076	12.75	2.6469	52.938	11	T20	69.08	10
	5 ^{ème}	1	0.2076	1.37	0.284412	5.68824	11	T14	33.88	10
		2	0.2076	1.23	0.255348	5.10696	6	T10	9.48	20
		3	0.2076	1.23	0.255348	5.10696	6	T10	9.48	20
		4	0.2076	1.15	0.23874	4.7748	11	T14	33.88	10

Tableau V.64 : Calcul des armatures du voile (V7).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V7	RDC	1	0.2076	11.14	2.312664	46.25328	11	T20	69.08	10
		2	0.2076	2.6	0.53976	10.7952	6	T12	13.56	20
		3	0.2076	2.34	0.485784	9.71568	6	T12	13.56	20
		4	0.2076	11.23	2.331348	46.62696	11	T20	69.08	10
	5 ^{ème}	1	0.2076	1.13	0.234588	4.69176	11	T14	33.88	10
		2	0.2076	0.71	0.147396	2.94792	6	T10	9.48	20
		3	0.2076	0.68	0.141168	2.82336	6	T10	9.48	20
		4	0.2076	1.18	0.244968	4.89936	11	T14	33.88	10

Tableau V.65 : Calcul des armatures du voile (V8).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V8	RDC	1	0.215	14.3	3.0745	61.49	11	T20	69.08	10
		2	0.215	11.46	2.4639	49.278	11	T20	69.08	10
	5 ^{ème}	1	0.215	3.25	0.69875	13.975	11	T14	33.88	10
		2	0.215	0.79	0.16985	3.397	11	T14	33.88	10

Tableau V.66 : Calcul des armatures du voile (V9).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V9	RDC	1	0.215	0.36	0.0774	1.548	11	T12	24.86	10
		2	0.215	0.74	0.1591	3.182	11	T12	24.86	10
	5 ^{ème}	1	0.215	0.71	0.15265	3.053	11	T10	17.38	10
		2	0.215	1.06	0.2279	4.558	11	T10	17.38	10

Tableau V.67 : Calcul des armatures du voile (V10).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V10	RDC	1	0.215	14.91	3.20565	64.113	11	T20	69.08	10
		2	0.215	11.83	2.54345	50.869	11	T20	69.08	10
	5 ^{ème}	1	0.215	4.03	0.86645	17.329	11	T14	33.88	10
		2	0.215	0.89	0.19135	3.827	11	T14	33.88	10

- **Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture) :**

Tableau V.68: Calcul des aciers de coutures des voiles.

	Niveau	Vcal (KN)	\bar{V} (KN)	Avj (cm ²)	Armature	Nbr d'armature	Nbr d'armature fnl	Av fnl (cm ²)	St (cm)
V1	RDC	593.472	830.8608	18.27894	T16	6	6	12.06	20
	5 ^{ème}	379.44	531.216	11.68675	T16	6	6	12.06	20
V2	RDC	342.72	479.808	10.55578	T16	6	6	12.06	20
	5 ^{ème}	240.536	336.7504	7.408509	T14	6	6	9.24	20
V3	RDC	330.48	462.672	10.17878	T16	6	6	12.06	20
	5 ^{ème}	244.8	342.72	7.53984	T14	6	6	9.24	20
V4	RDC	611.456	856.0384	18.83284	T20	6	6	18.84	20
	5 ^{ème}	381.48	534.072	11.74958	T16	6	6	12.06	20
V5	RDC	538.56	753.984	16.58765	T20	6	6	18.84	20
	5 ^{ème}	379.912	531.8768	11.70129	T16	6	6	12.06	20
V6	RDC	538.56	753.984	16.58765	T20	6	6	18.84	20
	5 ^{ème}	342.72	479.808	10.55578	T16	6	6	12.06	20
V7	RDC	611.456	856.0384	18.83284	T20	6	6	18.84	20
	5 ^{ème}	505.92	708.288	15.58234	T12	6	6	6.78	20
V8	RDC	357	499.8	10.9956	T16	6	6	12.06	20
	5 ^{ème}	130.384	182.5376	4.015827	T10	6	6	4.74	20
V9	RDC	367.2	514.08	11.30976	T16	6	6	12.06	20
	5 ^{ème}	344.76	482.664	10.61861	T16	6	6	12.06	20
V10	RDC	346.192	484.6688	10.66271	T16	6	6	12.06	20
	5 ^{ème}	116.28	162.792	3.581424	T16	6	6	12.06	20

- *Aciers horizontaux :*

Tableau V.69: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h \text{ min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Armature	nbr d'armature	S_t (cm)	A_s (cm ²)
V1	3.7	6.94	34.84	3.37	34.84	T20	14	15	43.96
	2.6	4.88	19.59	3.06	19.59	T14	14	15	21.56
V2	2.35	4.41	18.08	3.06	18.08	T14	14	15	21.56
	1.5	2.81	18.08	3.37	18.08	T14	14	15	21.56
V3	2.27	4.26	26.69	3.06	26.69	T16	14	15	28.14
	1.68	3.15	19.59	3.06	19.59	T14	14	15	21.56
V4	3.81	7.14	34.84	3.37	34.84	T20	14	15	43.96
	2.62	4.91	19.59	3.06	19.59	T14	14	15	21.56
V5	3.7	6.94	40.5	3.06	40.5	T20	14	15	43.96
	2.37	4.44	22.59	3.37	22.59	T16	14	15	28.14
V6	3.7	6.94	40.5	3.06	40.5	T20	14	15	43.96
	2.35	4.41	22.59	3.06	22.59	T16	14	15	28.14
V7	3.81	7.14	46.05	3.37	46.05	T20	16	15	50.24
	3.47	6.51	22.59	3.06	22.59	T14	16	15	24.64
V8	2.45	4.59	40.5	3.06	40.5	T20	14	15	43.96
	0.81	1.52	22.59	3.37	22.59	T16	14	15	28.14
V9	2.52	4.73	16.57	3.06	16.57	T14	14	15	21.56
	2.37	4.44	11.59	3.06	11.59	T12	14	15	15.82
V10	2.16	4.05	40.5	3.37	40.5	T20	14	15	43.96
	0.8	1.5	22.59	3.06	22.59	T16	14	15	28.14

Remarque :

Les résultats de ferrailage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

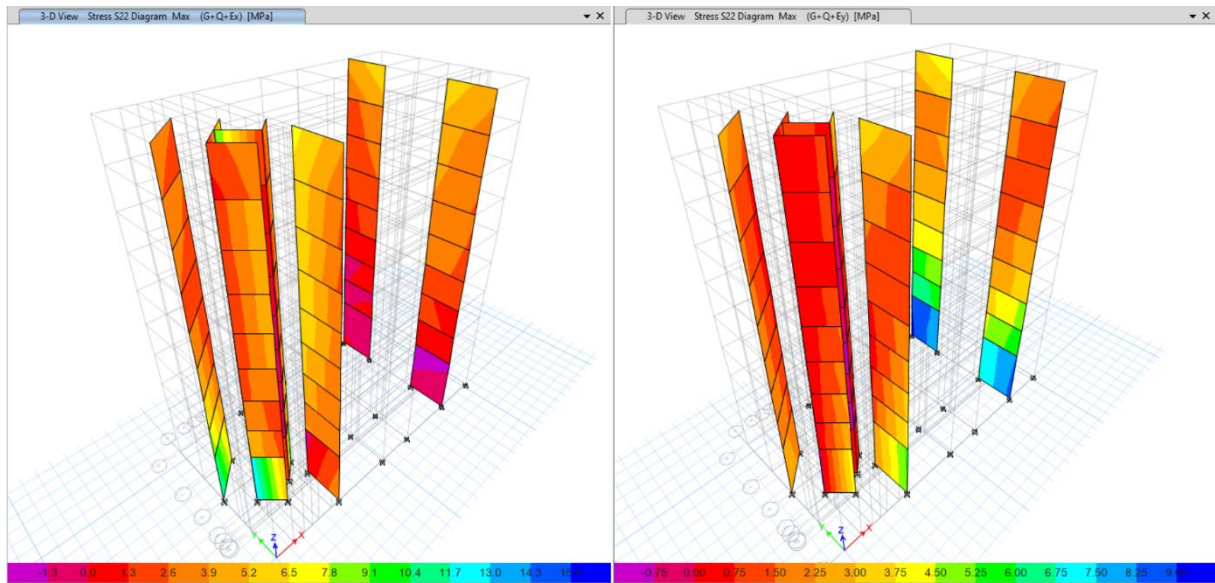


Figure V.8 : Contraintes δ_{22} .

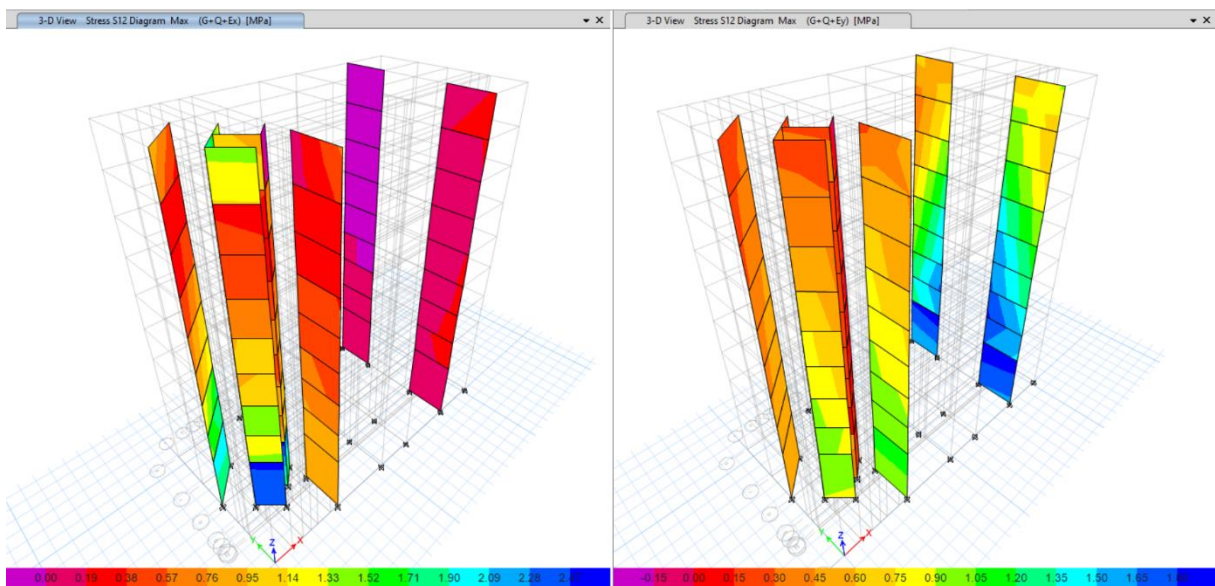


Figure V.9 : Contraintes δ_{12} .

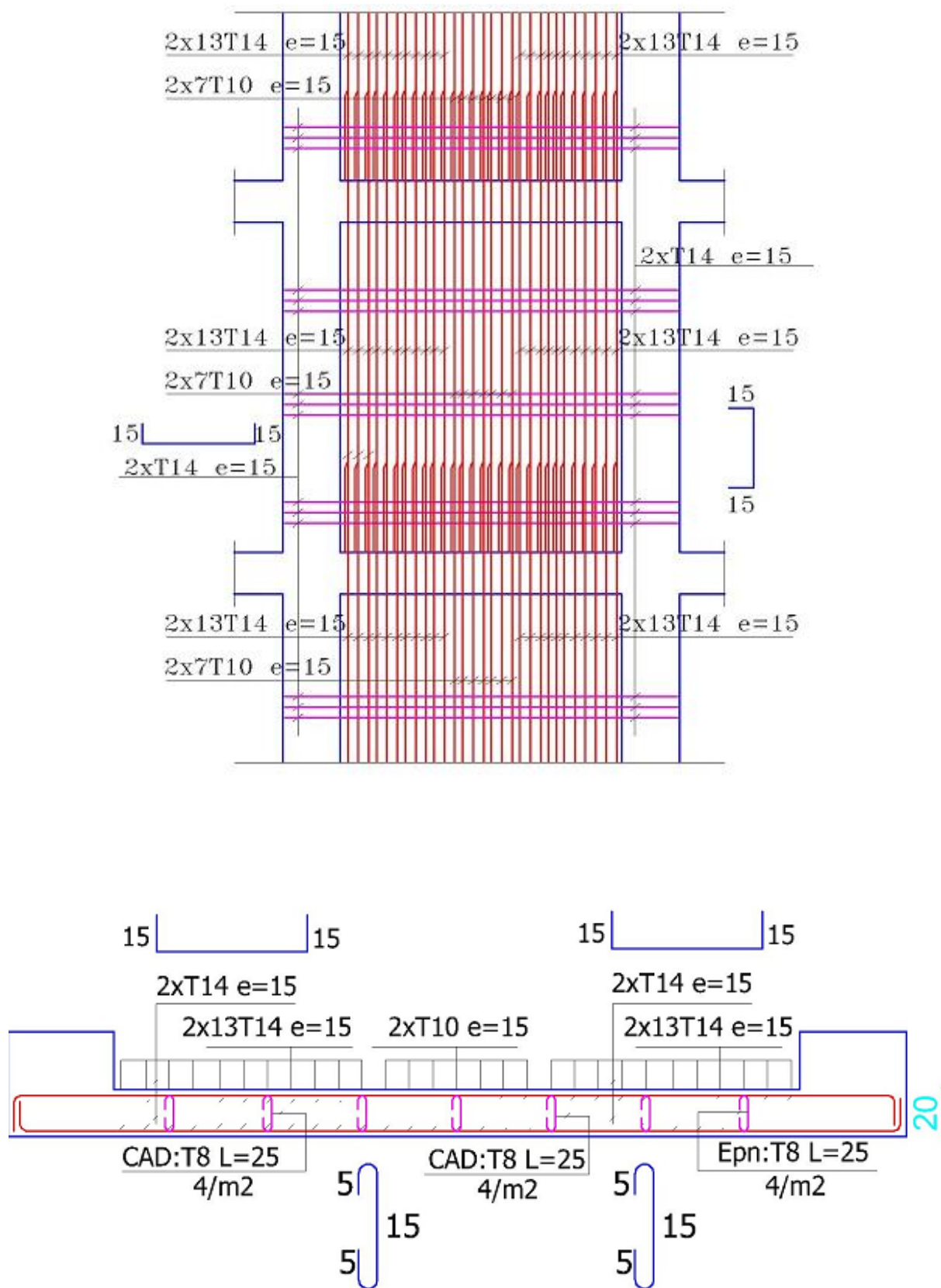


Figure V.10: Ferraillage des voiles (V3, RDC).

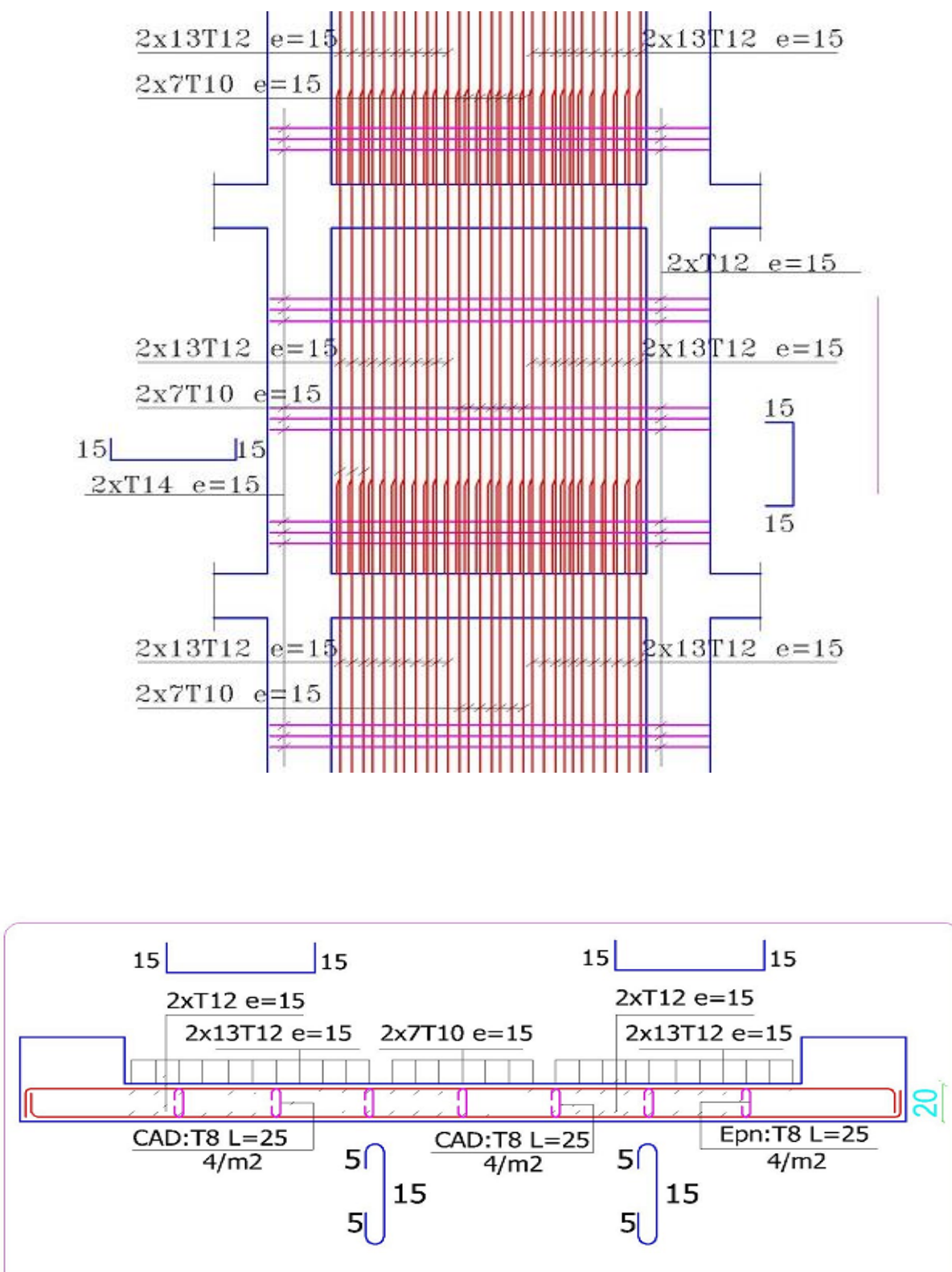


Figure V.11: Ferraillage des voiles (V3, 5^{ème}).

V.5.FERRAILLAGE DES LINTEAUX

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastres dans les trumeaux.
Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.
- La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.
- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **ETABS**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

V.5.1 Premier Cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\overline{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

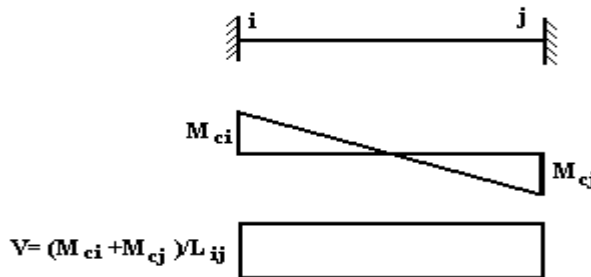
Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$V_2 = 2 V_u^{cal}$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



V.5.2. Deuxième Cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$)

V.5.3. Ferraillage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h$ (0,15%) (avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t :

• si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

• si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$S_t \leq \frac{h}{4}$ (Espacement des cadres)

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002bh$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

• si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

• si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Exemple de calcul :

Linteau type 1 :

Soit le linteau suivant :

$h = 1.08 m$

$l = 1.3 m$

$b = 0.2 m$

Les calculs :

• $\tau_b = 5.85 MPa$

• $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 MPa$

$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$ On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$A_l = A'_l \geq 0,0015(0,2)(1.08)10^4 = 3,24 cm^2$

Soit: $A_l = A'_l = 4T12 = 4,52 cm^2$

$A_c \geq (0,002)(0,2)(1.08)10^4 = 4,32 cm^2$

Soit : $A_c = 4T12 = 4.52 cm^2$ (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

➤ $0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$ donc :

$A_t \geq 0,0025 b S_t = (0,0025)(0,2)(0,27)10^4 = 1.4 cm^2$ car $S_t \max = \frac{h}{4} = \frac{1.08}{4} = 27 cm$

soit: $A_t = 6T8 = 3,02 cm^2$

$$S_t = \frac{1.3}{5} = 26cm \quad \text{or} \quad S_t = 26 cm < S_t^{max}$$

$$\triangleright A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec : $tg \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{1.08-2(2)}{130} = 0,800 \Rightarrow \alpha = 38.7^\circ$

$$A_D = \frac{(5.85) (200) (1080)}{(2) (500) \sin (38.7)} = 19,29cm^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 5T16 = 20.1 cm^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 3.24 cm^2$ c'est vérifié
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{108}{4} + 50(1,6) = 107$
 $\Rightarrow L_a = 110 cm$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

• **Linteau 1 RDC :**

<i>h</i> (m)	<i>l</i> (m)	<i>b</i> (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0,06f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025f_{c28}$	$A_l = A'_l$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
1.08	1.3	0,2	5.85	Oui	Oui	3,24	4,32	1,4	19,29

Tableau V.70 : Ferraillage des linteaux

Choix des armatures :

$$\text{Type 01 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 4T12 = 4,52 cm^2 \\ A_c = 4T12 = 4,52 cm^2 \\ A_t = 6T8 = 3,02 cm^2 \quad ; S_t = 25cm \\ A_D = 2 \times 5T16 = 20.1 cm^2 \end{cases}$$

• **Linteau 1 5^{ème} :**

<i>h</i> (m)	<i>l</i> (m)	<i>b</i> (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0,06f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025f_{c28}$	$A_l = A'_l$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
1.08	1.3	0,2	2.7	Oui	Oui	3,24	4,32	1,4	9.34

Tableau V.71 : Ferraillage des linteaux

Choix des armatures :

$$\text{Type 01 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 25 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 3T16 = 12,06 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Linéau 2 RDC :**

h (m)	l (m)	b (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0,06 f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025 f_{c28}$	$A_t = A'_t$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
1.08	1.3	0,2	5.4	Oui	Oui	3,24	4,32	1,4	18,67

Tableau V.72 : Ferraillage des linteaux

Choix des armatures :

$$\text{Type 01 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 25 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 5T16 = 20,1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Linéau 1 5^{ème} :**

h (m)	l (m)	B (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0,06 f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025 f_{c28}$	$A_t = A'_t$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
1.08	1.3	0,2	3.15	Oui	Oui	3,24	4,32	1,4	10,89

Tableau V.73 : Ferraillage des linteaux

Choix des armatures :

$$\text{Type 01} \left\{ \begin{array}{l} A_L = A'_L = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 25 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 3T16 = 12,06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

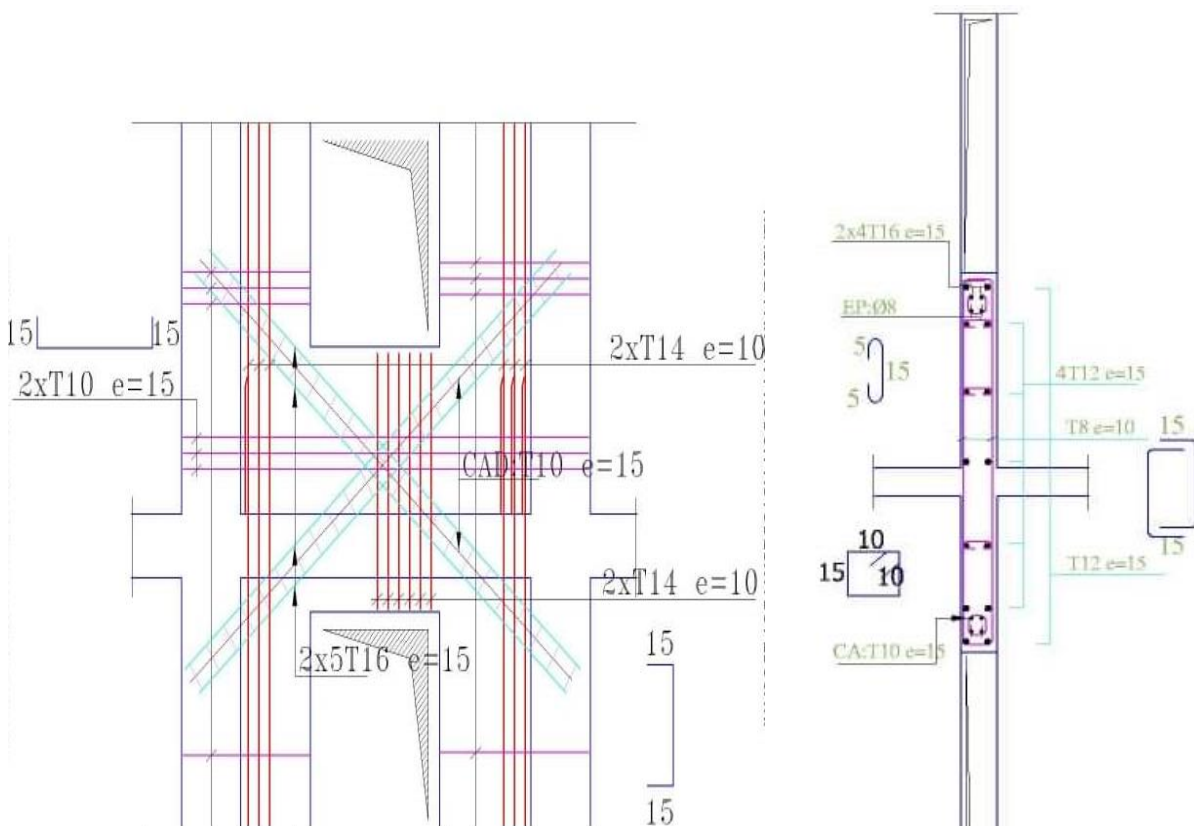


Figure V.12: Ferraillage de linteau (RDC).

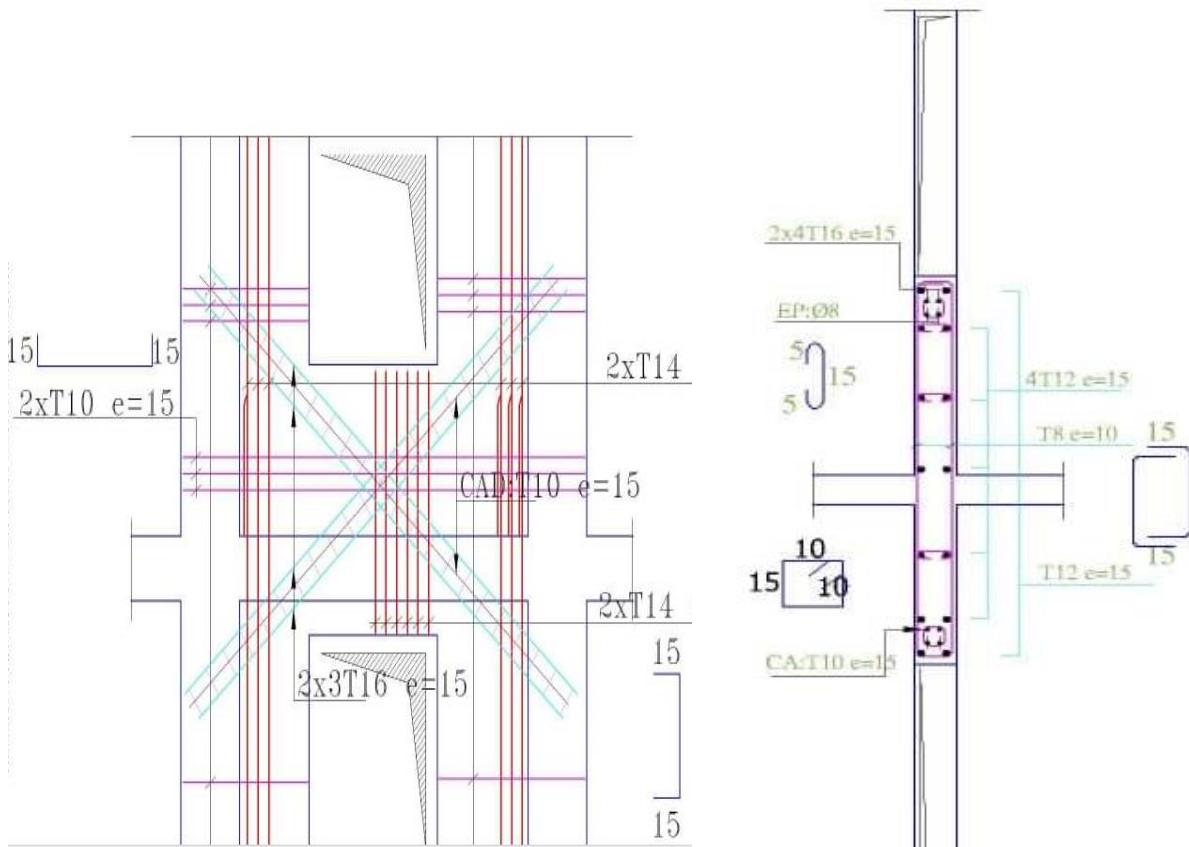


Figure V.13: Ferraillage de linteau (5^{ème}).

Etude des Fondations

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. (**Selon le rapport de sol**)

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :
$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

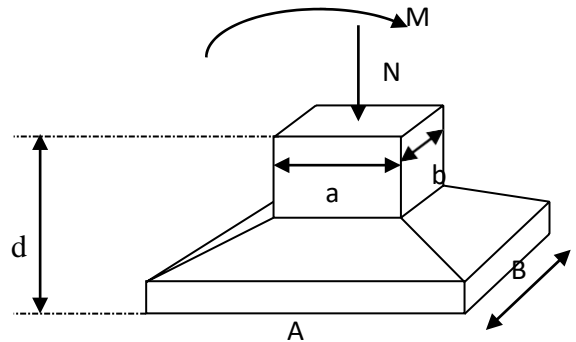


Figure VI.1 : semelles isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semell}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1878.472 \text{ kN}$$

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Structure inférieur													
Sous-sol 1	C17	13	ELS	Combination	0	-406.803	-3.9921	-0.5141	-0.00004802	-0.4408	-3.4707	13	0
Structure supérieur													
RDC	C17	13	ELS	Combination	0	-1471.669	-4.6185	-0.2557	-0.0075	-0.7619	-3.8758	13	0

$$D'où \quad S \geq \frac{1878.472}{200} \Rightarrow S=9.39m^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{9.39} = 3.06m \Rightarrow B = 3.1 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 1.5xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min}=3m < 1.5x3.1 =4.65 \text{ m} \dots\dots$ non vérifie

- Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

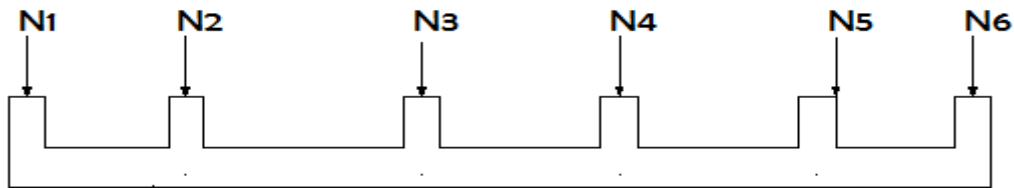


Figure VI.2 : Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	N(KN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S _{small} (m ²)
A-A	7803.56	39.117	22.1	1.77	1.8	39.78
B-B	10930.8	54.587	22.1	2.47	2.5	55.25
C-C	12240.6	61.217	22.1	2.77	2.8	61.88
D-D	25421.7	127.075	22.1	5.75	5.8	128.18
E-E	11816	59.007	22.1	2.67	2.7	59.67
F-F	13827.4	69.173	22.1	3.13	3.2	70.72
G-G	9244.58	45.968	22.1	2.08	2.1	46.41
H-H	1382.01	6.909	14.7	0.47	1.0	14.7

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{476.59}{604.7931} = 78.8\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture. Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.3.3. Radier générale

VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

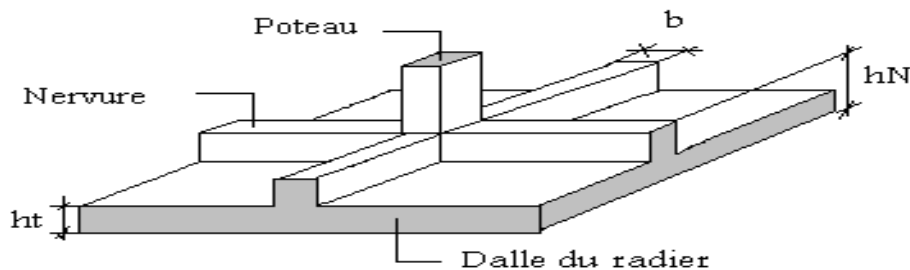


Figure VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 91316kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$

$S_{nec} \geq 456.58 \text{ m}^2$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 604.7931 S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de de : $S_{rad} = 653.7673 \text{ m}^2$

VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 500\text{cm} \Rightarrow h_1 \geq 25\text{cm}$$

On prend : **h=40 cm.**

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$

$N_u = 99413.8884 \text{ KN}$

$L = 5.0\text{m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} b (0,9\bar{\tau})} = 16.9\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 30\text{cm}$$

- **Conclusion:** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 40\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40 \text{ cm}$.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

Donc :

$b = 50 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5.0\text{m}$

$$\Rightarrow 33.3\text{cm} < h_{N1} < 50\text{cm}$$

On prend : $h_{N1} = 40\text{ cm}$.

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2064.0643\text{kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (55x55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$h_{N2} \geq 45.6\text{ cm}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 11496.76\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b = 50\text{ cm}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$.

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0,5} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{40000 \times 1}{4 \times 10818866} \times 5^4 \right]} \Rightarrow h \geq 131,56\text{cm}$$

Tableau VI.2 : Choix la hauteur de nervure.

H_{nervure}	I_{nervure} (m⁴)	Le (m)	(π/2) (Le + a) (m)	vérification	Observation
0.4	0.00267	1.55	3.30	<5	Non vérifier
0.456	0.00395	1.71	3.55	<5	Non vérifier
1.32	0.09583	6.85	11,62	>5	vérifier

On prend : **h_n=1,32m**

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier h = 40cm

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 132cm \\ b = 50cm \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 50cm \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI.3 : caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x_G(m)	y_G(m)	I_{xx}(m⁴)	I_{yy}(m⁴)
13.6632	11.0511	28456.1092	43852.2646

a. Vérification de la stabilité du radier:

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M₀: Moment à la base de la structure.

V₀: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M₀, V₀ sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

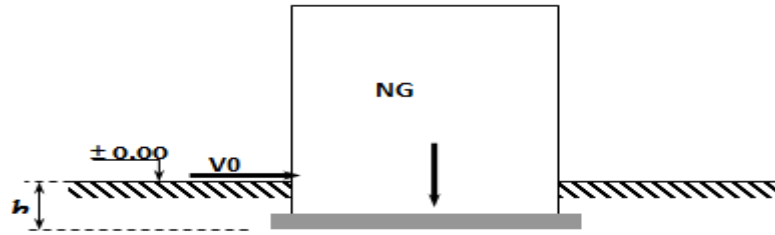


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

• **Sens x-x :**

$$M_0 = 5692.2769 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 8934.9962 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1ser} = 91316 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1,32 \times 653,7673 = 21574,3209 \text{ kN}$$

Donc:

$$N = 112890,3290 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h = 6.54 \text{ m.}$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 5692.2769 + (8934.9962 \times 6.54) = 64127.15 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 1542443,14 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 24,05 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Sens yy:**

$$M_0 = 16625.501 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 8082.8984 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_R = 69487.66 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 1247562,31 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 17,95 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{91316}{653.7673} = 139.67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 139.67 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

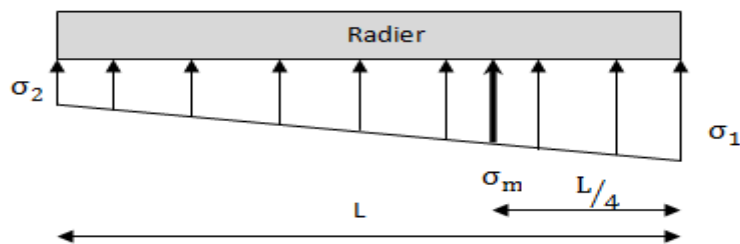


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 28456.1092 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 43852.2646 \text{ m}^4$$

- **ELU:**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 78472.2041 + 1.35 \times 21574.3209$$

$$N_u = 107597.5373 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

($M_{Rx} = 64127.15 \text{ KN.m}$; $M_{Ry} = 69487.66 \text{ KN.m}$).

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	195,81	133,35	180,195
Sens y-y	181,15	148,01	172,865
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser} = 112890,3209 \text{ KN}$$

Tableau VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	170,90	108,45	155,287
Sens y-y	156,24	123,11	147,957
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:** $\sigma_u = 180,195 \text{ kN/m}^2$

- **ELS:** $\sigma_{ser} = 155,287 \text{ kN/m}^2$

VI.3.3.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a. Ferrailage de la table du Radier :

1. Détermination des efforts:

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive :**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$

• **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

Avec: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU** : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 180,195 \text{ kN/m}$
- **ELS** : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 155.287 \text{ kN/m}$

3. Calcul des moments :

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

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

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 3.8m; L_y = 5m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{5} = 0.76 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6: 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)
3.8	5	0.76	0.0608	0.5274	180.195	158.20	118.65	83.43	62.58	79.1

Tableau VI.7: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3.8	5	0.76	0.0672	0.6580	155.287	150.69	113.01	99.15	74.37	75.35

4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 15\text{MPa} ;$$

$$f_e = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 40\text{cm} ;$$

$$d = 0,9h = 36\text{cm}, \text{ fissuration non préjudiciable.}$$

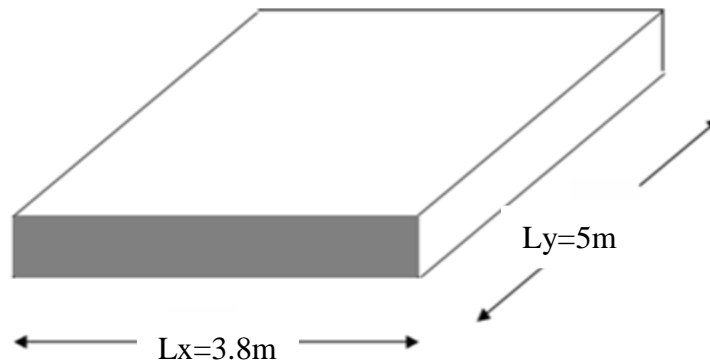


Figure VI.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Tableau VI.8: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	158.20	0.0861	0.113	34.37	10.58	6T16	12.06	20
	y-y	83.43	0.0454	0.058	35.16	5.45	6T16	12.06	20
Appui	x-x	79.1	0.0431	0.055	35.21	5.16	5T16	10.05	25
	y-y								

➤ Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ En travée :

• Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 20\text{cm}$.

- Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20$ cm

- ❖ Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20$ cm.

5. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.48\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

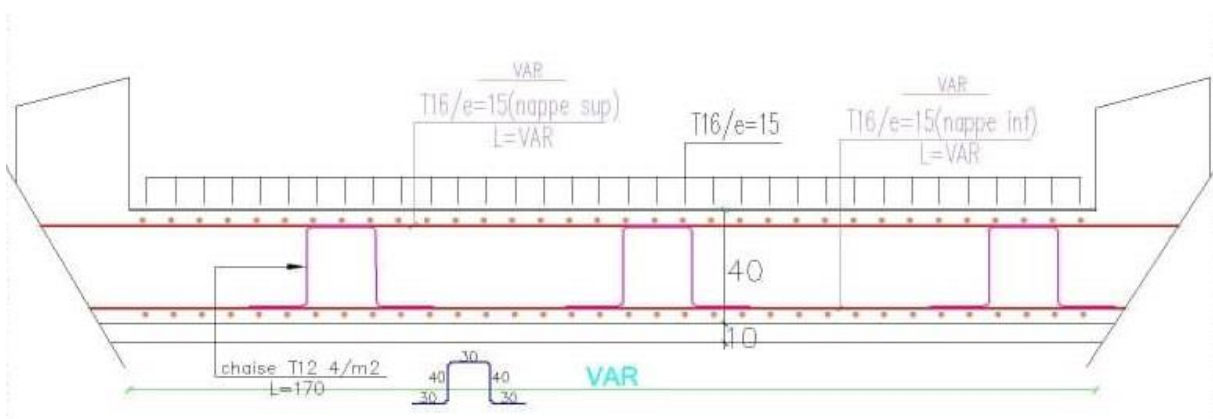
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	150.69	12.06	8.82	15	73.9	250	verifier
	y-y	99.15	12.06	5.61	15	47	250	verifier
Appui	x-x	75.35	10.05	4.5	15	34.8	250	verifier
	y-y							

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

Sens x-x:



Sens v-v:

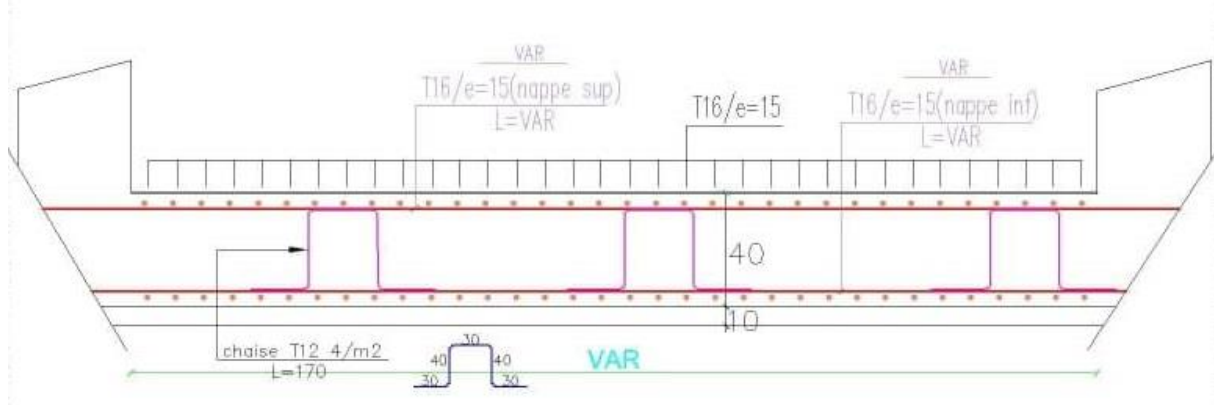


Figure VI.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage Des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$b = 50\text{cm} ; h = 132\text{cm} ; d = 118.5\text{cm} .$

Sens porteur (y-y) :

$L = 5\text{m} ; q_u = 180,195\text{kN/ml} .$

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	A	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	478.64	0.048	0.0615	115.58	9,51	4T16+2T14	11.12
Appuis	281.55	0.028	0.0355	116.82	5.54	4T16	8.04

- Sens non porteur (x-x) :

$L = 3.8m; q_u=180.195kN/ml$

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(kNm)$	μ	A	Z (cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	276.46	0.028	0.0355	116.82	5.44	4T16+2T14	11.12
Appuis	162.63	0.016	0.0202	117.52	3.18	4T16	8.04

a. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.72cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

- Vérification des contraintes à l'ELS:

Nous avons : $q_{ser}=155.287kN/ml$

Tableau VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	238.25	11.12	4.26	15	30.8	250	verifier
	y-y	412.48	8.04	8.62	15	53.3	250	verifier
Appui	x-x	140.15	11.12	2.51	15	18.1	250	verifier
	y-y	242.64	8.04	5.07	15	31.4	250	verifier

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{180.195 \times 5}{2} = 450.49kN$$

$$\tau_u = \frac{450.49 \times 10^3}{500 \times 1320} = 0.68MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,34\text{MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 75\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$f_e=500\text{MPa}$; $\tau_u=0,68\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=50\text{cm}$; $d=118,5\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots$ Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm} \dots \dots \dots$ Zone courante.

$$A_t \geq 2,25\text{cm}^2$$

On prend : 4T10=3.14cm²

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3cm² /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=132 cm).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0,7 = 2,1\text{cm}^2$$

On opte : 2T12 = 2.26cm²

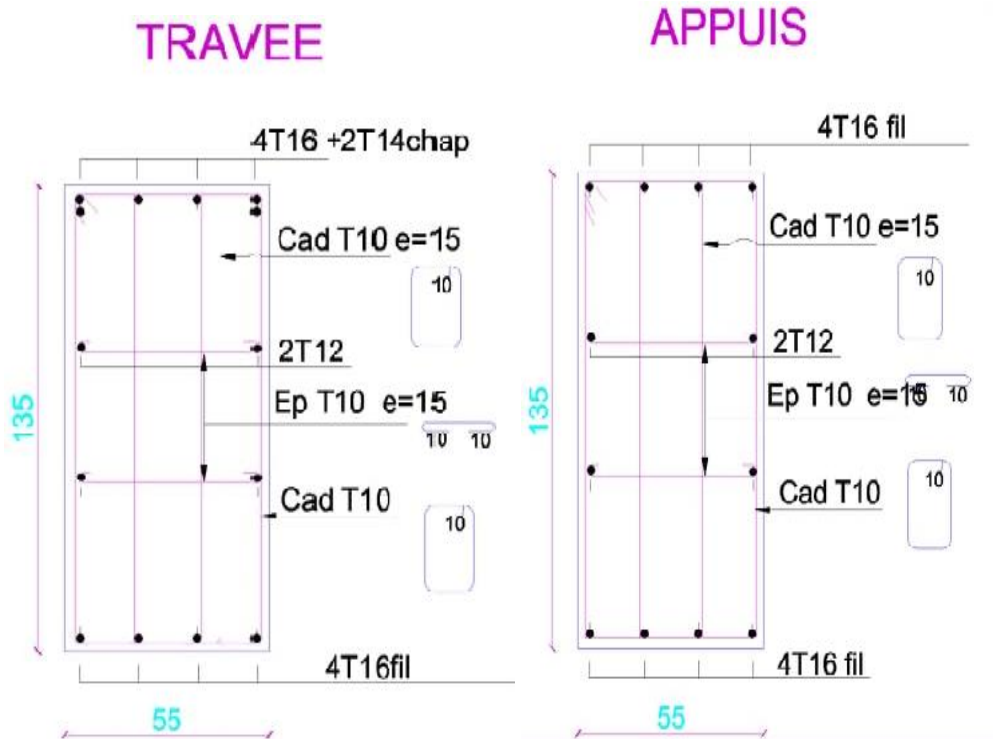


Figure VI.8: Ferrailage des nervures du sens porteur

6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

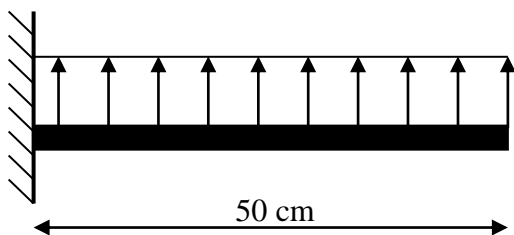


Figure VI.9: Schéma statique du débord

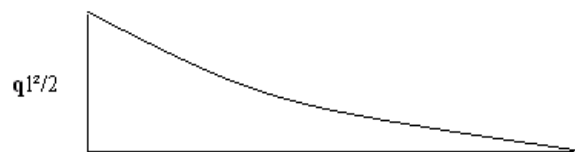


Figure VI.10: Diagramme des Moments.

➤ Evaluation des charges et surcharges:

E.L.U : $q_u = 180.195 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 155.287 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U** : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 22.52 \text{KN.m}$

$T_u = -q_u \cdot L = -90.10 \text{KN}$

• **E.L.S** : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 19.41 \text{kN.m}$

$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -77.64 \text{KN}$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{cm}$, $h = 40 \text{cm}$, $d = 36 \text{cm}$, $f_{c28} = 25 \text{MPa}$, $f_{bc} = 14.17 \text{MPa}$.

Tableau. VI.13 : Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	A	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
22.52	0.012	0.015	35.78	1.44	4T16	8.04

➤ **Condition de non fragilité:**

$A_s^{\text{min}} = 0,23 b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.48 \text{cm}^2 < 8.04 \text{vérifié}$

esp=cm .

➤ **Armature de répartition:**

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.01 \text{cm}^2 \leq A_r \leq 4.02 \text{cm}^2$

On adopte : 3T12=3.39 cm²,

S_T=25cm.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$

Avec :

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

$T_u = q_u l = 180.195 \text{kN}$

$\tau_u = \frac{180.195 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.5 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser}=155.287 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 19.41 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

Tableau. VI.14: Vérification des contraintes du débord

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
19.41	8.04	1.87	15	74.1	250	OK

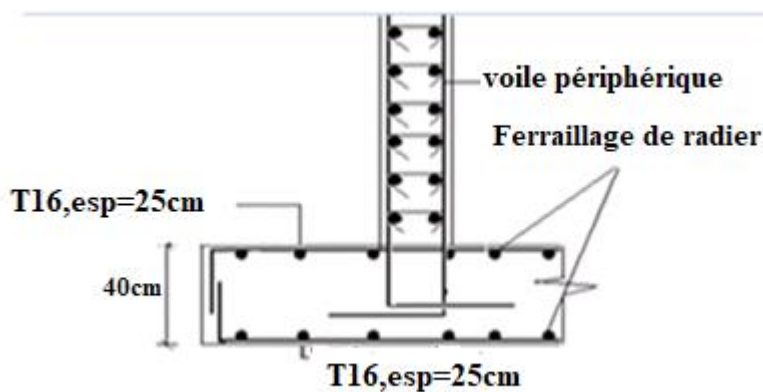


Figure VI.11: Ferraillage du Débord.

VI.4. Etude du voile périphérique :

VI.4. 1.Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4 .1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
 - ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
- Avec : $B=15\text{ cm}$ (Section du voile).

VI.4. 2. Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3,28\text{m}$; $L_y=5\text{ m}$; $e=15\text{cm}$

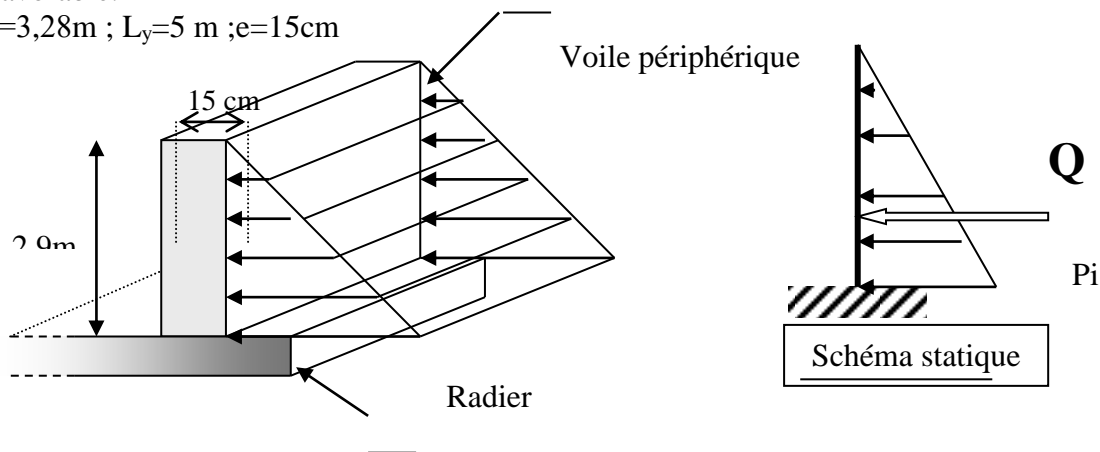


Figure VI.12 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

k_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\varphi}{2})]$.

γ_h = Poids spécifique des terres ($\gamma_h=21,4\text{kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile (H=5 m).

φ : Angle de frottement interne du remblai = 40,6°.

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,2116$$

Donc $P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 22,64 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35P_i = 30,57 \text{ kN/ml}$

3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,656 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0737 ; \mu_y = 0,3753$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 24,24 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,09 \text{ Nm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 18,18 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 6,81 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 12,12 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique

	Sens	M _u (kNm)	M	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	18,18	0,0704	0	0,091	13,01	3,21	6T10	4,71	15
	y-y	6,81	0,0264	0	0,033	13,32	1,17	6T8	3,02	15
Appuis	x-x	12,12	0,0469	0	0,060	13,18	2,11	4T10	3,14	25
	y-y									

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2 < 4,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Condition exigées par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 < 4,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 43,37 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 33,42 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 43,37 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{43,37 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,32 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,656 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 22,64 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0792$$

$$\mu_y = 0,5351$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 19,29 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10,32 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 14,47 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 7,74 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,65 \text{ kN}$$

b. Vérification des contraintes:

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.16: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	14,47	4,71	7,04	15	55,5	250	Oui
	y-y	7,74	3,02	4,05	15	29,7	250	Oui
Appuis	x-x	9,65	3,14	5,04	15	38,4	250	Oui
	y-y							

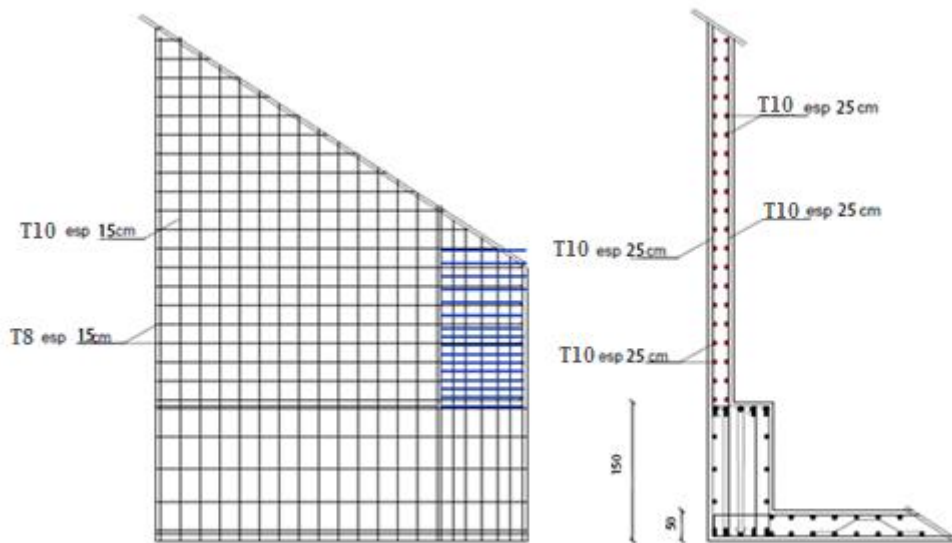


Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique.

Conclusion

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (**ETABS 18.0.2, SOCOTEC**), et de mettre en évidence

les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Annexe

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Solicitation M_u

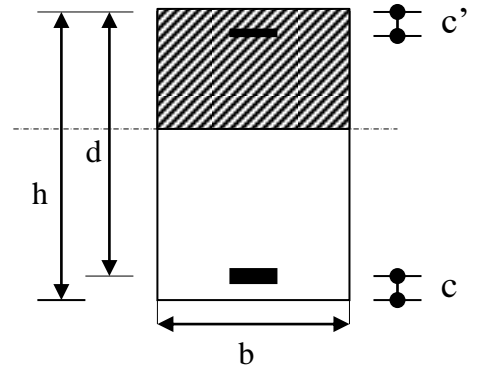
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ($A_s' = 0$)

$$\mu < \mu_R$$

Non ($A_s' \neq 0$)

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui Non

$$\mu \leq 0,186$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/100 \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c') / d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

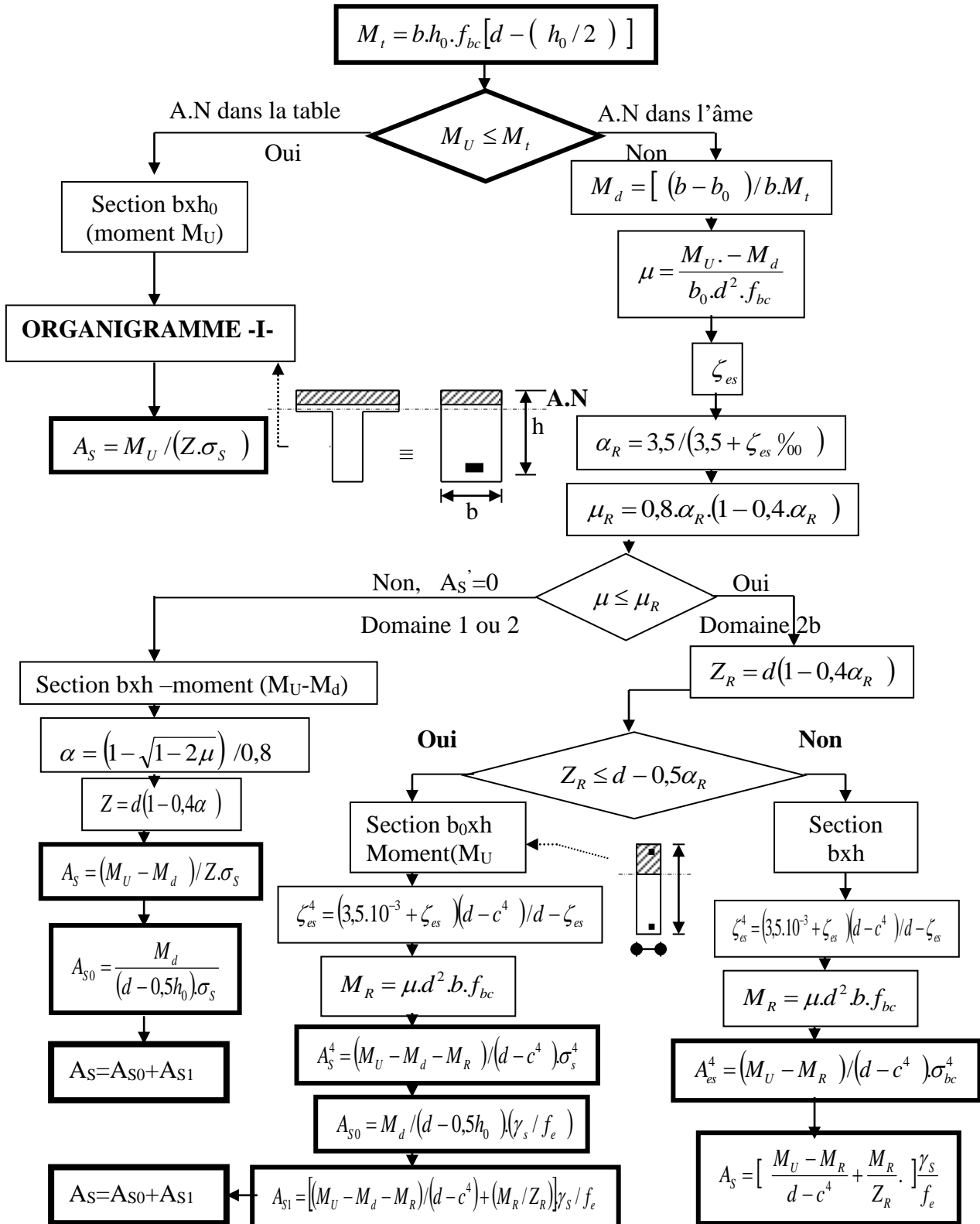
$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = \left[\frac{M_U - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

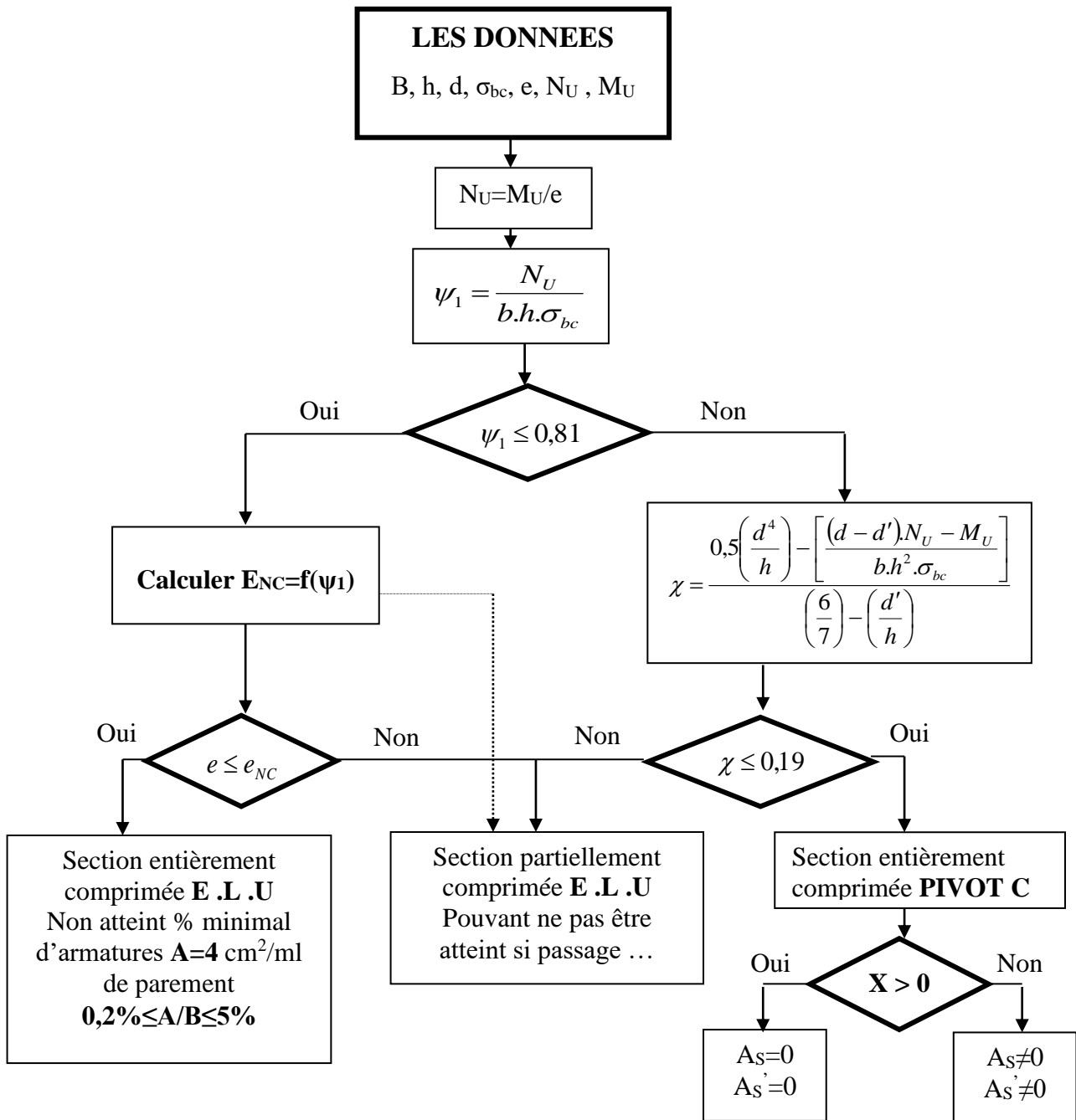
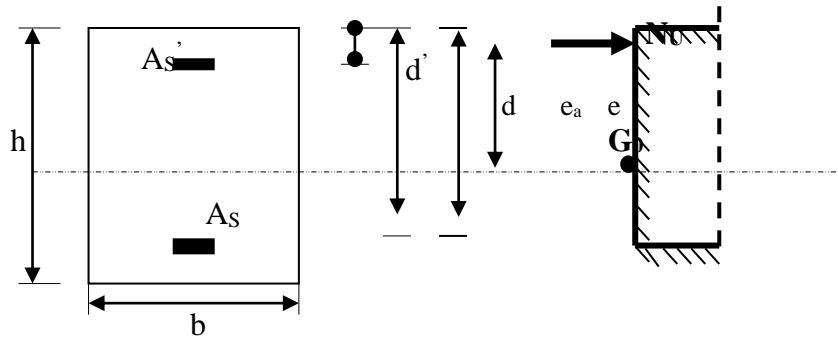
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



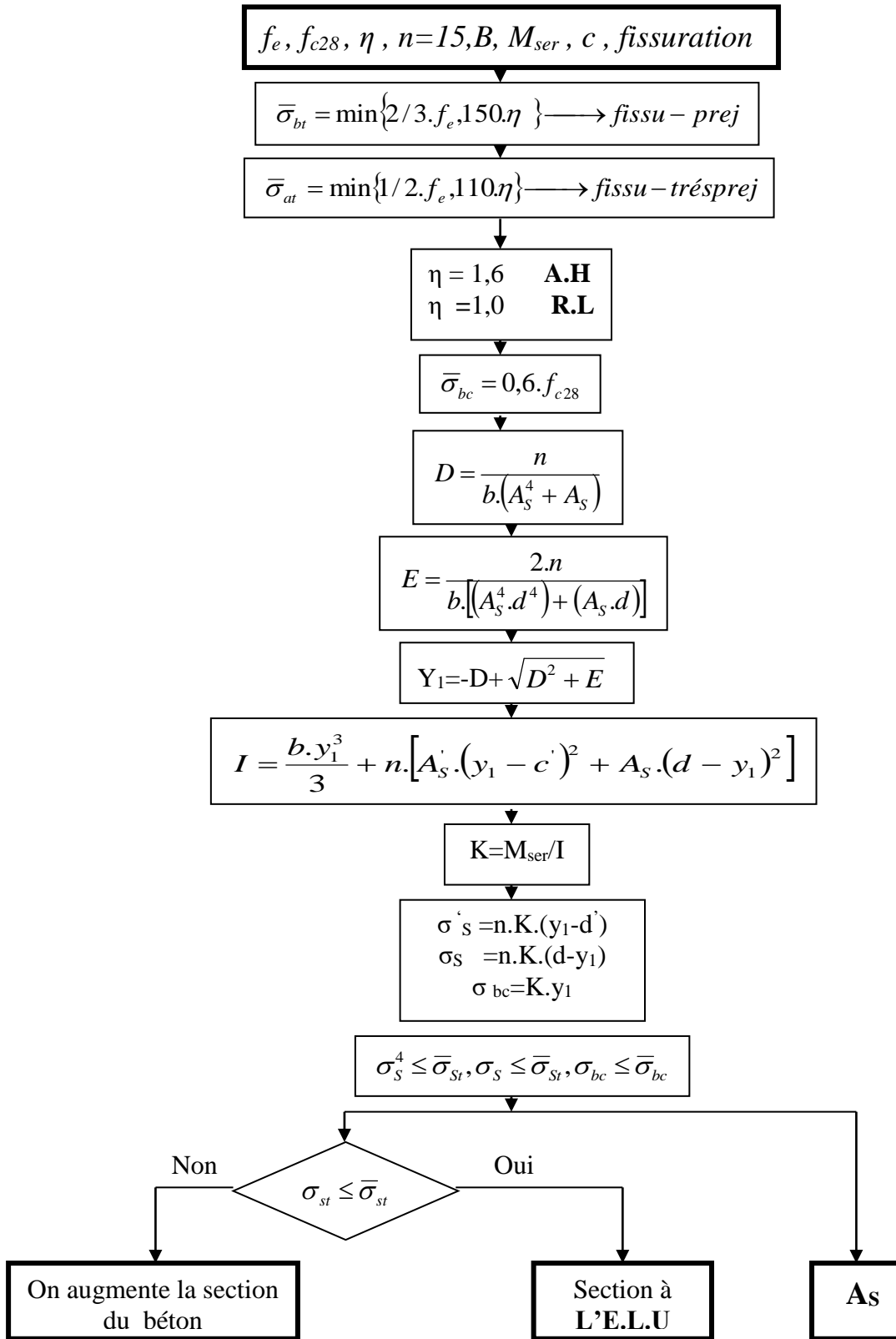
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

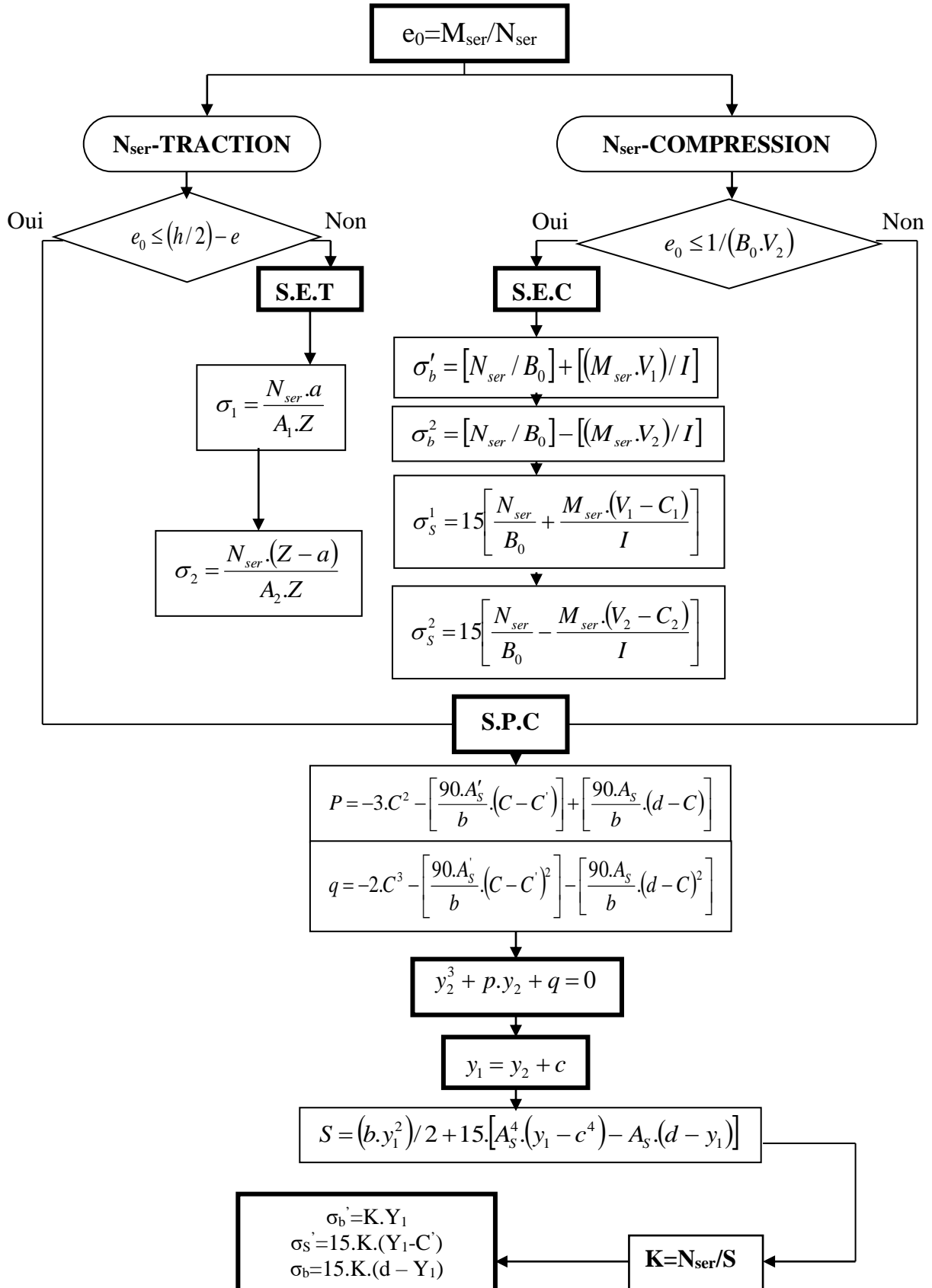


ORGANIGRAMME -IV-

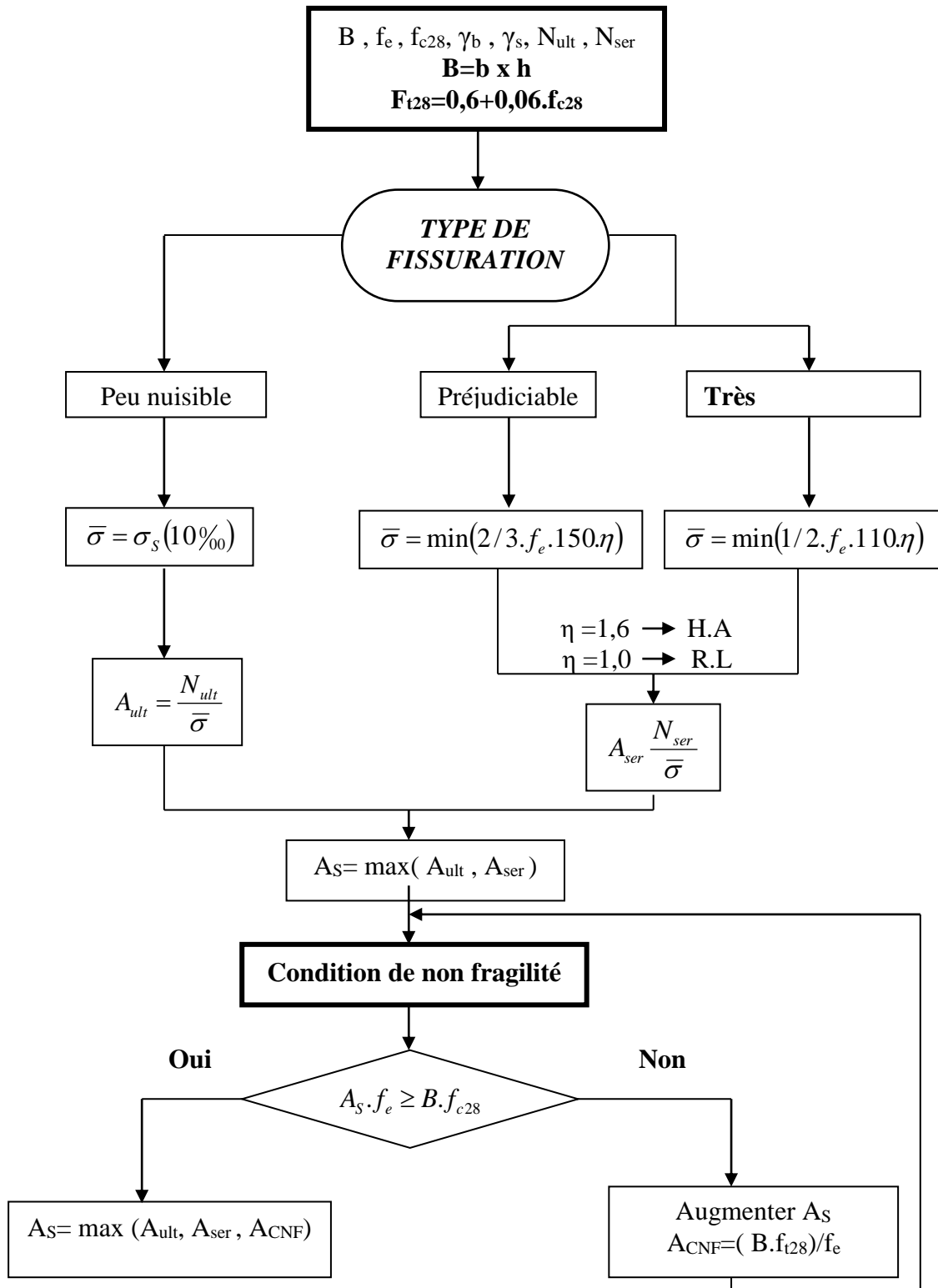
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S

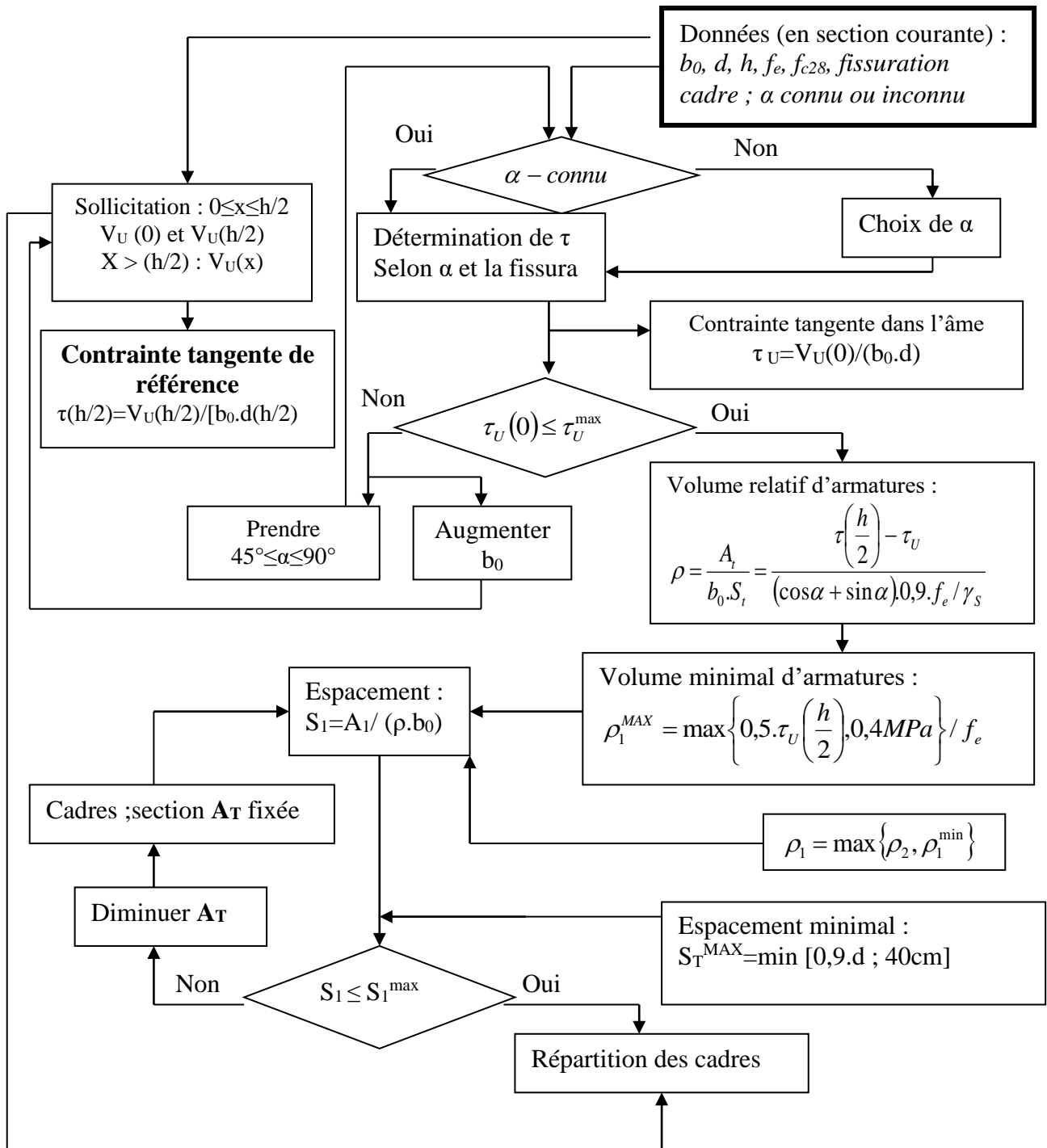


**ORGANIGRAMME -VI-
TRACTION SIMPLE**



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures

Références

- [1]. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**.
- [2]. **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [3]. Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version2003** .
- [4]. **BAEL 91modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000.
- [5]. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. **CBA93**, Ministère de l'Habitat.
- [6]. Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier (tome1 ; tome2)**.

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] :**BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] :**RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] :**CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] :**D.T " EUROCODE 2"**.
- [6]: **M.BELAZOUGUI** calcul des ouvrages en béton armé ,CGS.
- [7] : **BA13NF120/260**.
- [8].Y L Liew. Quality Control Testing of Plasterboard for Bracing Applications , The University of Melbourne and Swinburne University of Technology,2008.
- [9].Liew YL, Duffield CF and Gad EF. 2002. The influence of plasterboard clad walls on the structural behavior of low rise residential buildings. The Electronic Journal of Structural Engineering, 2: 1–16.
- [10]. ([Liew, Y. L. (2004). Plasterboard as a bracing material: from quality control to wall performance. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Melbourne.)
- [11]. (Saifullah.I and Gad .I and al .,Structural Behaviour Of Ceiling Diaphragms In Steel –Framed Residential Structure ,australasian structural engineering conference 23-25noveber 2016brisbane).