

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Bounaama Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Structure

Thème :

**ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+9) À USAGE
SOCIO-ADMINISTRATIF CONTREVENTÉ PAR DES
VOILES PORTEURS IMPLANTÉ À ALGER**

Réalisé Par :

- Said Errahmani Aimene
- Bouadjina Abdellatif

Encadré par :

Dr. BENYAMINA Smain

Promotion 2020-2021

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH de nous avoir donné le courage, la patience et la volonté de terminer ce travail, et nos familles pour leurs appuis et leurs soutiens.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Dr BENYAMINA SMAIN pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous tenons également à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail. Ainsi que, tous les enseignants de génie civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Enfin nous tenons encore à remercier le bon qui nous a guidés pas à pas pour atteindre notre objectif.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis , mémé je dédie mes sœurs , foula et tous les membres de ma grand familles Bouadjina et Benhadja.

Mes amis sans exception :Sidou , Mekki , abdou , yacine , oualid brahim , ghafour , imad , chkiken , abdou akili , med guendouzi et Abdellatif.

En fin, je dédie Mons binômes Said Errahmani Aimene qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail .

Abdellatif

Dédicace

Tout D'abord je remercie mon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère qui me guidait durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, et sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis .

Même je dédie ce mémoire aussi à ma famille Said Errehmeni et à mes frères et mon binôme Bouadjina Abdellatif et à tous mes amis surtout :

Sido, Abdou, chauffeur imide, Brahim, Yacine, chkiqan, latif , Walid, Kamel. Akâli, Saadoun, et moh banzinab,

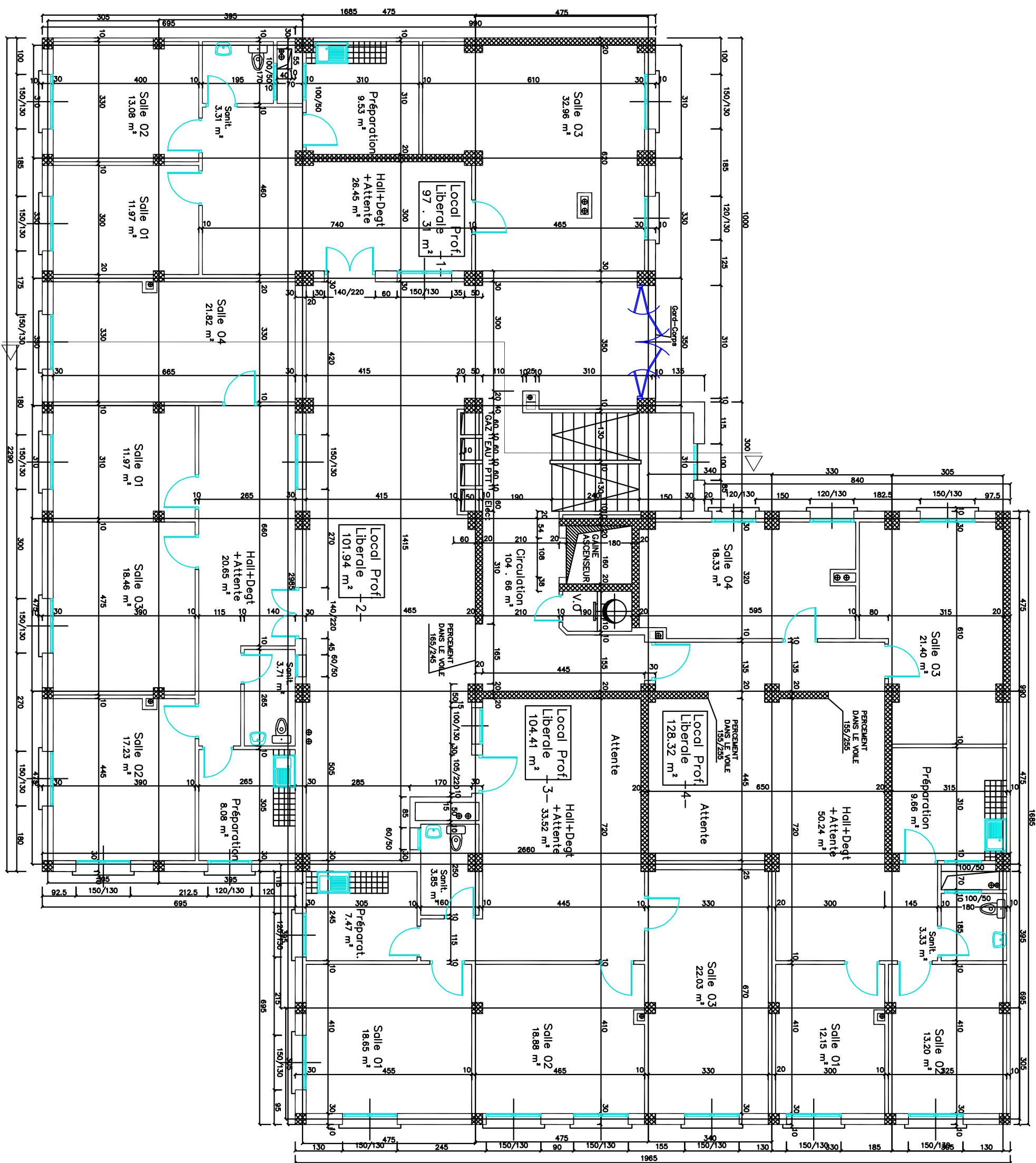
Et à mes enseignants et spécialement à mon encadreur Dr. BENYAMINA Smain

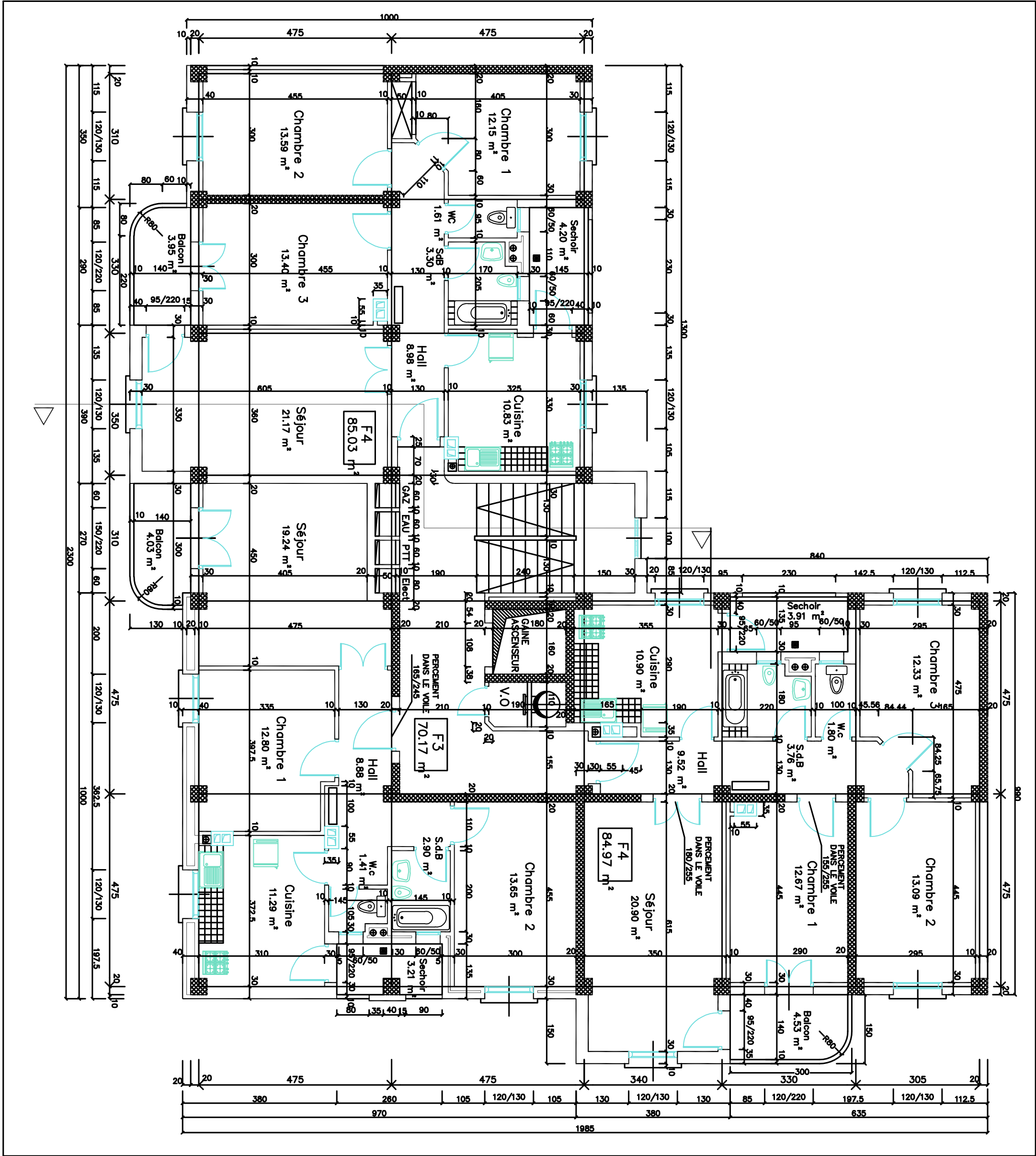
Et a tous mes enseignants de Génie civil

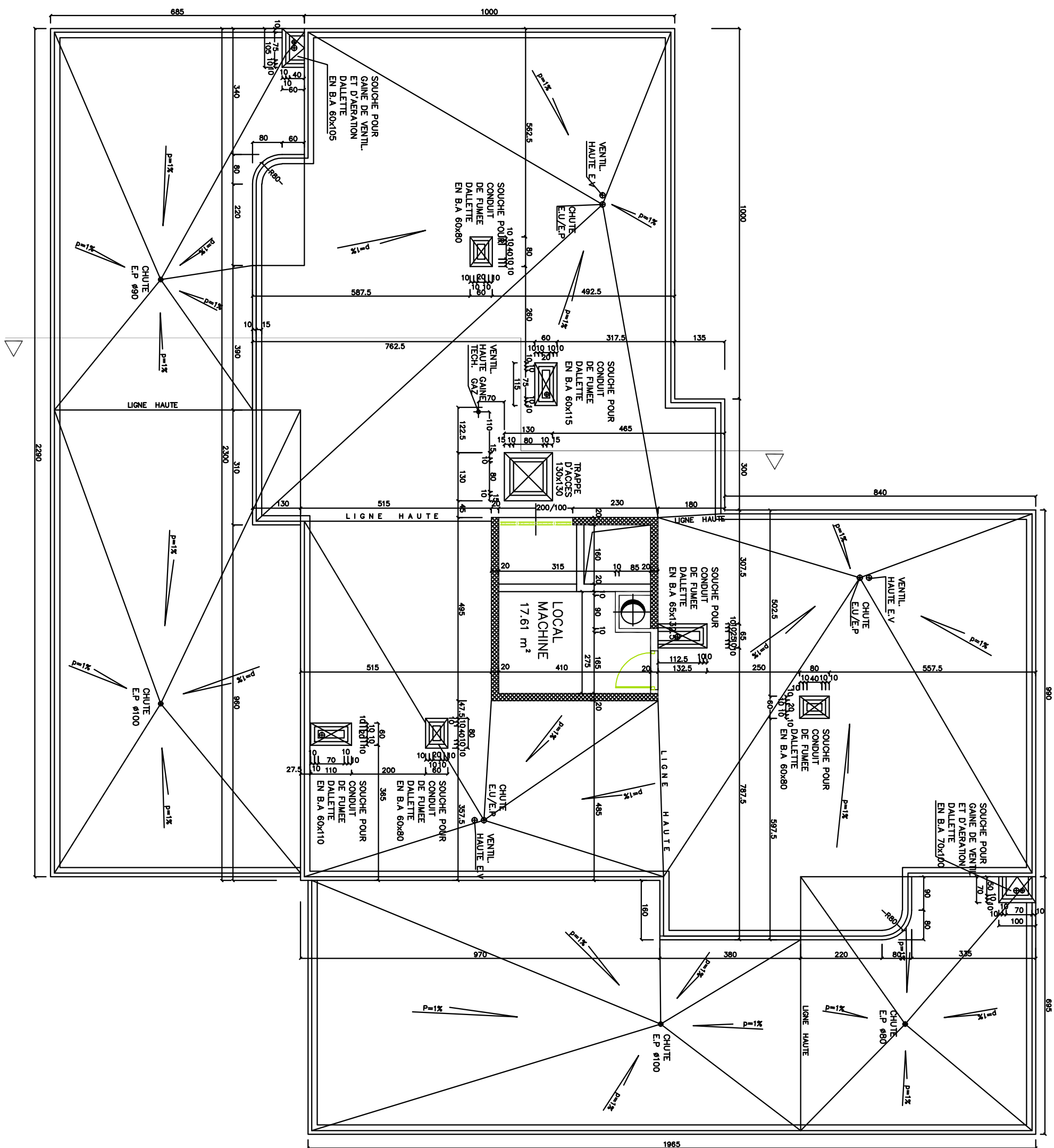
A toute la promotion 2020/2021

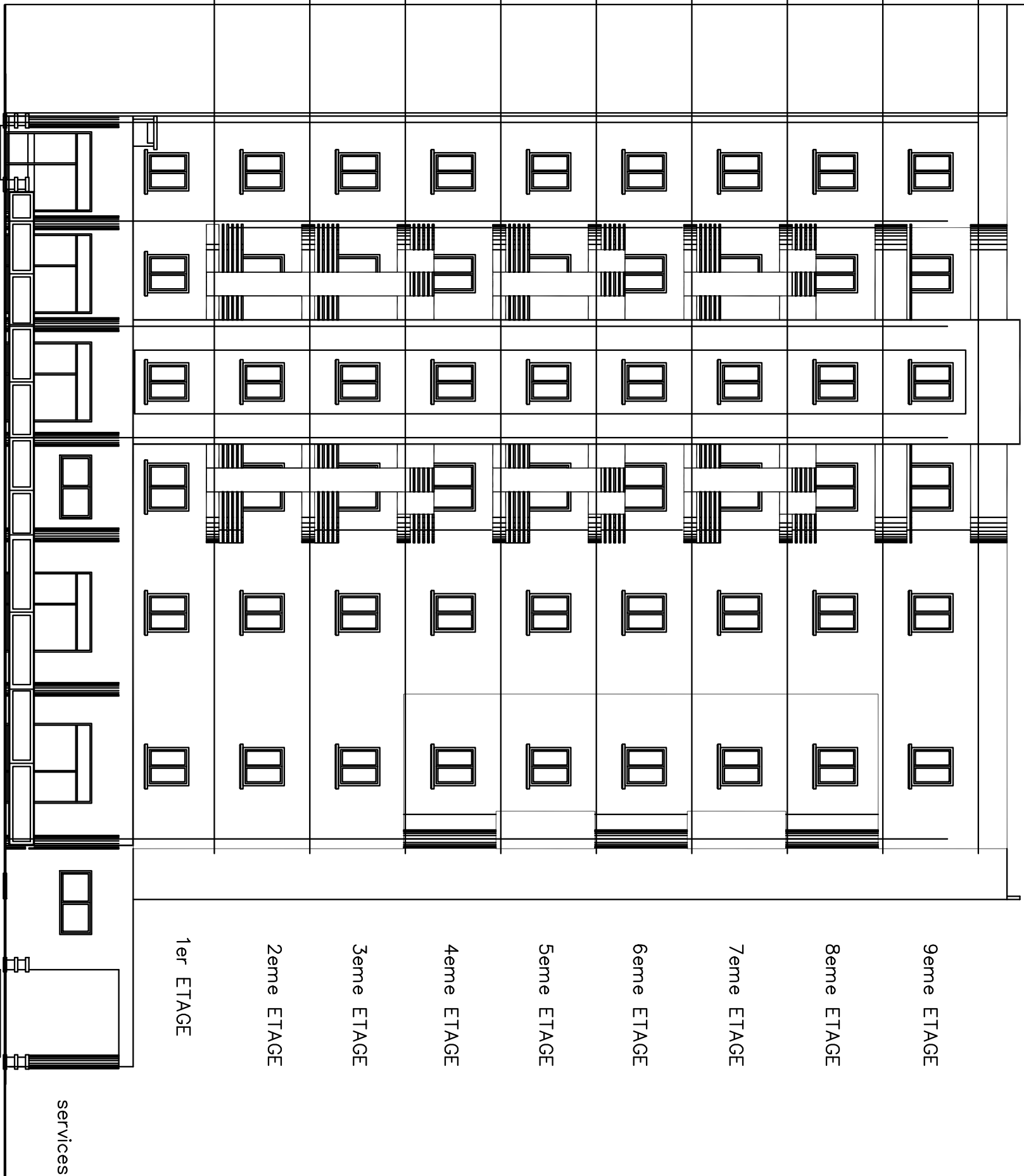
رحم الله أحبائنا تحت الثرى Mon père

Aimene









FACADE SUR RUE POSTERIEURE A L'ENTREE D'IMMEUBLE

ملخص

يهدف المشروع أساسا الى دراسة تقنية لإنجاز عمارة سكنية وإدارية غير منتظمة القياسات (طابق أرضي + 9 طوابق) الواقعة في ولاية الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99. نسخة معدلة سنة 2003. هذا المشروع محقق بواسطة العارضات الأعمدة والجدران من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البنية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية الأفقية. قياس وتسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري 99 نسخة معدلة سنة 2003 ومقياس الخرسانة المسلحة **BAEL1991**. قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد والتحليل وحساب القوى الداخلية لعناصر البنية قد أنجز بواسطة برنامج **ETABS 9-7-0**. تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات.

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة نظام **SOCOTEC**. أما الجدران الخرسانية المسلحة والعناصر الثانوية تم يدويا.

RESUME

Le projet vise principalement une étude d'un bâtiment à usage socio-administratif de forme irrégulière en plan (RDC+9étage) qui est implantée dans la wilaya d'Alger classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). Ce projet contreventé par des poteaux et poutres et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de la structure vis-à-vis les charges verticales et les actions horizontales. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été effectué conformément au **RPA99 version2003** et **BAEL91 Modifié 99**. L'analyse sismique de la structure et le calcul les efforts internes des éléments a été réalisée automatique par le logiciel de calcul **ETABS 9-7-0**. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, cependant, les voiles et des éléments secondaires ont été calculés manuellement.

BSTRACT

The project mainly aims at a study of a building for socio-administrative use of irregular shape in plan (ground floor + 9 floors) and is located in Algiers classified as zone III according to the Algerian seismic regulation (**RPA 99 version 2003**). sizing of the load-bearing members of the structure was done in accordance with **BAEL91 Modified 99** and **RPA99 version2003**. The seismic analysis of the structure was performed manually by a discrete and automatic system by the calculation software **ETABS 9-7-0**. The floors of the building were modeled by diaphragms (in deformable in their plan). The reinforcement of the structure by the addition of bracing webs was necessary since the inter-stage lateral displacements of the pre-dimensioned structure exceed the admissible values.

The **SOCOTEC** reinforcement software carried out the reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams), while that of the sails and the secondary elements were calculated manually.

Sommaire

<u>Introduction générale :</u>	01
---	----

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

I .1 Introduction	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.3 Caractéristiques géométriques	02
I.4. Les éléments de l'ouvrage.....	04
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	05
I.6. Hypothèses de calcul	10
I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	11

ChapitreII : pre dimensionnement des éléments structuraux

II.1 : Introduction.....	13
II.2 : Pré-dimensionnement des planchers : (RDC, étages courants, et terrasses).....	13
II.3.Estimation des charges et surcharge	18
II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux	22

Chapitre III : calcule des éléments secondaires

III.1. Introduction	34
III.2. Acrotère.....	34
III.3. Calcul des planchers	40
III.4 Plancher a dalle pleine	56
III.5. Calcul des balcons	63
III.6. Escaliers.....	67

III.7. Etude de la poutre palière	75
III.8. Dalle machine	79

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1. Introduction	85
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	85
IV.3. Choix de la méthode de calcul	85
IV.4 : Modélisation de la structure	86
IV.5 : Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003).....	89
IV.6 : Analyse modale spectrale	93
IV.7. Résultats Et Vérification	95
IV.8.1. Vérification des périodes	99

Chapitre V: ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction	110
V.2. Section minimales et maximales :.....	110
V.3. Ferrailage des poteaux	110
V.4. Ferrailage des poutres.....	125
V.5. Ferrailage des voiles.....	138
V.6 : Calcul du linteau.....	152

Chapitre VI : étude des fondations

VI.1 : Introduction	157
VI.2. Classification des fondations	157
VI.3. Ferrailage de longrine	157
VI.4. Voile périphérique	159

VI.5. Etude préliminaire du choix de type de fondation	160
VI.6. Pré dimensionnement de radier.....	164
VI .7. Caractéristiques géométriques du radier	168
VI.8. Ferrailage des débords	177
<u>Conclusion générale :</u>	180

Liste des figures

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

Figure.I-1 : Dimensions en plan.....	03
Figure.I-2 : Dimensions en élévation.....	03
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	08
Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	08
Figure I.5. Diagramme contraintes déformations de l'acier à l'ELU	10

ChapitreII : pre dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1. Coupe planché à corps creux	13
Figure II.2. Schéma statique de l'escalier.....	15
Figure II.3. Dimensions de l'ascenseur.....	17
Figure II.4. Dimensionnement de l'acrotère.....	18
Figure II.5. Coupe du plancher terrasse à corps creux	18
FigureII.6. Coupe du plancher courants à corps creux	19
Figure II.7 : Coupe transversale d'un mur extérieur	20
Figure II.8 : Coupe transversale d'un mur intérieur.....	21
Figure II.9.Coupes en plan pour différents cas de voiles	24
Figure II.10. Poteau central	28
Figure II.11. Poteau de rive	29
Figure II.12. Poteau d'angle.....	31

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	41
Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	41
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	42
Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	42

Figure III.6. Poutrelles à une travée	44
Figure III.7. Poutrelle à deux travées	45
Figure III.8. Poutrelle à trois travées	46
Figure III.9. Poutrelles à six travées.....	46
Figure III.10. Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	54
Figure III.11. Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	56
Figure III.12. Ferrailage de la dalle pleine	63
Figure III.13. Représentation des efforts sur un balcon.....	64
Figure III.14. Diagramme des efforts interne.....	65
Figure III.15. Schémas de ferrailage de balcon.....	67
Figure III.16. Schéma statique de l'escalier.....	68
Figure III.17. Chargements à l' ELU.....	69
Figure III.18. Diagrammes du moment fléchissant.....	69
Figure III.19. Diagramme de l'effort tranchant.....	69
Figure III.20. Chargement à l' ELS.....	72
Figure III.21. Diagrammes du moment fléchissant.....	72
Figure III.22. Diagramme de l'effort tranchant.....	72
Figure III.23. Schéma de ferrailage.....	75
Figure III.24. Schéma statique de la poutre palière.....	75
Figure III.25. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	78
Figure III.26. Ferrailage de la dalle machine.....	84

Chapitre IV : étude dynamique

Figure IV.1 : définition Programme ETABS.....	87
Figure IV.2 : Modélisation 3D de la Super- structure.....	88
Figure IV.3 : Spectre de réponse.....	94
Figure IV.4 : Structure sans voile.....	96
Figure IV.5 : disposition des voiles	97

Figure IV.6 : les 03 premiers modes.....	100
Figure IV.7. Evaluation des effets du second ordre.....	105
<u>Chapitre V: ferrailage des éléments résistants</u>	
Figure V.1. Schéma de ferrailage de RDC 60x60.....	122
Figure V.2. Schéma de ferrailage de 1 ^{er} étage 55x55.....	123
Figure V.3. Schéma de ferrailage de 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage 50x50.....	123
Figure V.4. Schéma de ferrailage de 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage 45x45.....	124
Figure V.5. Schéma de ferrailage de 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage 40x40.....	124
Figure V.6. Schéma de ferrailage de 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage et RDC 35x35.....	124
Figure.V.7 : Ferrailage de P.P de RDC.....	136
Figure.V.8 : Ferrailage de P.P de 1 ^{er} étage.....	136
Figure.V.9 : Ferrailage de P.P de 2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 9 ^{eme} étages.....	137
Figure.V.10 : Ferrailage de P.P de 4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages.....	137
Figure.V.11 : Ferrailage de P.N.P de RDC.....	137
Figure.V.12 : Ferrailage de P.N.P des étages	138
Figure V.13 : vue en plan.....	141
Figure V.14 : Vue en plan du voile plein en U.....	141
Figure V.15 : Schéma de ferrailage de voile en U.....	144
Figure.V.16 : Vue en plan du voile plein en L.....	144
Figure .V.17 : Schéma de ferrailage de voile en L.....	147
Figure V.18 : Ferrailage du noyau.....	152
FigureV.19 : Schéma de ferrailage du linteau.....	156
<u>Chapitre VI : étude des fondations</u>	
Figure VI.1 : Ferrailage de longrine.....	159
FigureVI.2. Ferrailage du voile périphérique.....	160
Figure VI.3. Radier général nervure.....	164
Figure .VI.4 : Schéma de transmission des charges.....	167

Figure VI.5. Contraintes sous le radier	169
Figure VI.6. Ferrailage des nervures sens x-x et y-y.....	177
Figure VI.7. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y.....	177
Figure .VI.8. : Représentation schématique de débord.....	178

Liste des tableaux

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

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	09
--	----

ChapitreII : pre dimensionnement des éléments structuraux

Tableau. II.1. Pré dimensionnement finales des poutres.....	24
---	----

Tableau II.9. Dégression des surcharges.....	26
--	----

Tableau II.10. Choix des dimensions du poteau central.....	29
--	----

Tableau II.11. Choix des dimensions du poteau de rive.....	31
--	----

Tableau II.12. Choix des dimensions du poteau de rive.....	32
--	----

Tableau.II.13. Coffrages des poteaux par étage.....	33
---	----

Chapitre III : calcule des éléments secondaires

Tableau III.1. Tableau Ferrailage à L.E.L.U.....	37
--	----

Tableau III.2. Vérification à l'ELS	39
---	----

Tableau III.3 : Résultat des charges revenant aux poutrelles.....	44
---	----

Tableau III.4.Tableau récapitulatif des efforts à une travée.....	45
---	----

Tableau III.5.Tableau récapitulatif des efforts à deux travées.....	45
---	----

Tableau III.6.Tableau récapitulatif des efforts à trois travées.....	46
--	----

Tableau.III.7. Les efforts internes.....	47
--	----

Tableau III. 8. Tableau récapitulatif des efforts à six travées.....	47
--	----

Tableau.III.9. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	48
--	----

Tableau III.10.Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	49
---	----

Tableau.III.11. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	51
---	----

Tableau.III.12.tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.....	52
--	----

Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle pleine.....	59
---	----

Tableau III.14 :Récapitulatif du calcul de la flèche.....	62
---	----

Tableau III.15. Ferrailage du Balcon.....	65
---	----

Tableau III.16. Vérification des contraintes.....	66
Tableau III.17. Le chargement de la rampe pour une bande de 1m.....	69
Tableau.III.18 : Ferrailage de l'escalier.....	70
Tableau.III.19. Vérification à l'E.L.S.....	73
Tableau.III.20. Vérification de la flèche de l'escalier.....	74
Tableau.III.21. Ferrailage de la poutre palière.....	76
Tableau.III.22. Vérification à l'E.L.S.....	78
Tableau III.23. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).....	80
Tableau III.24. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).....	81
Tableau III.25. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	81
Tableau.III.26. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	83

Chapitre IV : étude dynamique

Tableau IV.1. Estimation de la valeur du facteur de qualité.....	92
Tableau IV.2 : Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.....	93
Tableau IV.3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	96
Tableau IV.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	98
Tableau IV.5 : Vérification des périodes.....	99
Tableau IV.6 : Vérification d'interaction sous charges verticale.....	99
Tableau IV.7 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	100
Tableau IV.8 : Vérification des périodes.....	101
Tableau IV.9 : Vérification d'interaction sous charges verticale.....	102
Tableau IV.10 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	102
Tableau IV.11 : poide de chaque etage et totale du structure.....	102
Tableau IV.12 : Vérification de l'effort sismique a la base.....	103
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. (Sens X).....	104
Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. (Sens-Y).....	104

Tableau IV.15. Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle finale sens Ex.....	105
Tableau IV.16. Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle finale sens Ey.....	106
Tableau IV.17 : Vérification l'effort normal réduit.....	107
Tableau IV.18 : Centre de masse et moment de stabilité.....	108
Tableau IV.19 : Les forces sismiques et le moment de renversement (Fx.Fy).....	108
Tableau IV.20 : Vérification de la stabilité au renversement	108
Tableau IV.21 : Détermination de l'excentricité.....	109

Chapitre V: ferrailage des éléments résistants

Tableau V.1. Sections minimales et maximales « zone III ».....	110
Tableau V.2. Caractéristiques du béton et de l'acier.....	111
Tableau V.3 : Combinaison des charges.....	111
Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}$, M^{corr}).....	112
Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).....	113
Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).....	113
Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).....	114
Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$; M^{corr}).....	114
Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).	115
Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés.....	115
Tableau V.11. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	116
Tableau V.12. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	117
Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	118
Tableau V.14. Espacements maximales selon RPA99.....	119
Tableau V.15. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	120
Tableau V.16 : Vérification au flambement.....	121
Tableau V.17. Vérification des contraintes des poteaux du RDC.....	122
Tableau V.18 : Combinaison des charges.....	125
Tableau V.19 : Caractéristiques géométriques des poutres.....	126

Tableau V.20. Ferrailage des poutres principales (situation durable).....	127
Tableau V.21. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	127
Tableau V.22. Ferrailage des poutres secondaire (situation durable).....	128
Tableau V.23. Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle).....	128
Tableau V.24. Choix des armatures pour les poutres principaux.	129
Tableau V.25. Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	130
Tableau V.26. Vérification de la condition de non fragilité.....	130
Tableau V.27. Vérification des poutres principales.....	131
Tableau V.28. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	131
Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	132
Tableau V.30. Calcul des armatures transversales.....	134
Tableau V.31. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	135
Tableau V.32 : Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles.....	147
Tableau V.33 : Vérification de la contrainte de compression sous $(G+Q \pm E)$	148
Tableau V.34. Effort et sections d'armature dans les voiles	149
Tableau V.35 : Choix d'armature des voiles.....	149
Tableau V.36 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles.....	150
Tableau V.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.....	150
Tableau V.38 : Détermination des armatures horizontales.....	151
Tableau V.39. Caractéristique du noyau et calcule des contrainte.....	151
Tableau V.40. Choix d'armature du voile.....	152

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations.....	161
Tableau VI.2. Sections des semelles filantes sens x-x :.....	163
Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens y-y	163
Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELU.....	169
Tableau VI.5. Vérification des contraintes à l'ELS.....	170

Tableau VI.6. Calcul des moments à l'ELU.....	171
Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELS.....	172
Tableau VI.8. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	172
Tableau VI.9. Vérification des contraintes.....	173
Tableau VI.10. Vérification des contraintes.....	173
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y.....	174
Tableau VI.12. Vérification des contraintes ELS.....	174
Tableau VI.13. Vérification des contraintes ELS.....	175
Tableau VI.14. Espacement des armatures transversales.....	176
Tableau VI.15. Choix des armatures transversales.....	176
Tableau VI.16. Ferrailage de panneau débord	178
Tableau VI.17. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	179

Liste des Symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- $\bar{q}$: Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- 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
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- 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.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'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.
- 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

Introduction Générale

Introduction générale

L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments. La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale, ce développement conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de l'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après celui du 21 Mai 2003 frappé à BOUMERDES.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé de 9 étages et RDC à usage socio-administratif, implanté dans une zone de sismicité élevée, est réaliser à Alger.

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, nervure, plancher).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS 9.
- La cinquième étape portera sur le ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.

A la fin de ce travail, une conclusion générale a été effectuée.

CHAPITRE I

Presentation de L'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé de **9 étages plus RDC** à usage socio-administratif.

Notre structure est contreventée par système de voile porteur.

L'objectif principal de cette étude est d'assurer la résistance de notre construction aux différentes effets tout en prenant le coté économique en considération.

Il comporta trois grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- L'étude dynamique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondation).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- **RPA99** version **2003**
- **BAEL91** et **CBA93**

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le travail proposé dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à **9 étages plus RDC** à usage socio-administratif implanté à **Alger** « **EL Kouba** » qui est classé en zone de forte sismicité (**zone III**) d'après le règlement parasismique Algérien **RPA 99(modifié en 2003)**.

La configuration de notre bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation (forme L).

La hauteur de notre bâtiment est inférieure à 48m, donc cet ouvrage est classé selon le **RPA** dans le groupe **2**.

I.3 Caractéristiques géométriques :

I.3.1 Dimension en plan

Longueur totale du RDC : 29,85 m.

Largeur totale du RDC: 26,60 m.

Longueur totale de l'étage courant : 24,60 m.

Largeur totale de l'étage courant: 21,20 m.

I.3.2 Dimension en élévation

Hauteur totale du bloc : 33.83 m.

Hauteur du RDC : 3,23 m.

Hauteur des étages courants : 3,06 m.

Hauteur de l'acrotère : 0,6 m.

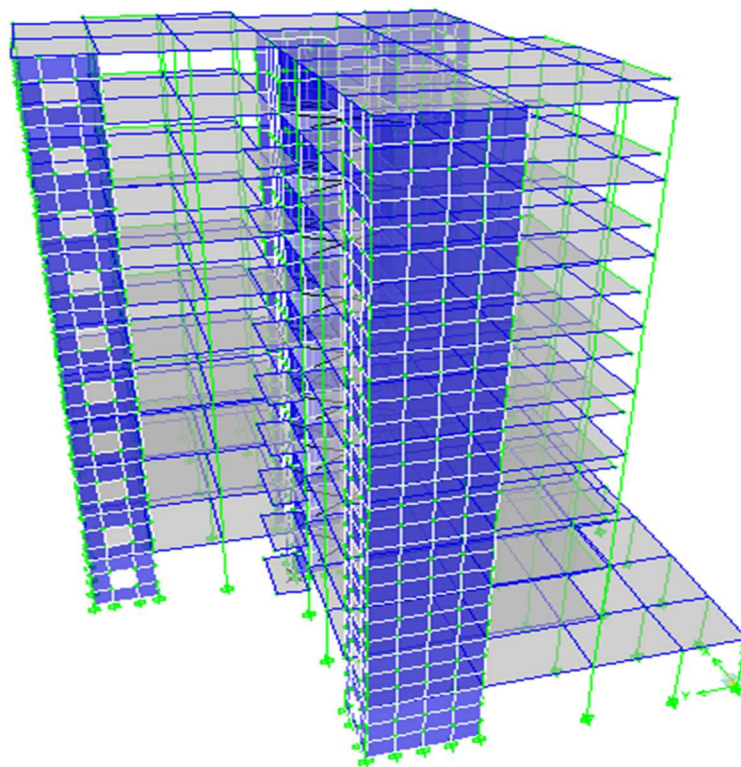


Figure.I-1 : Dimensions en élévation.

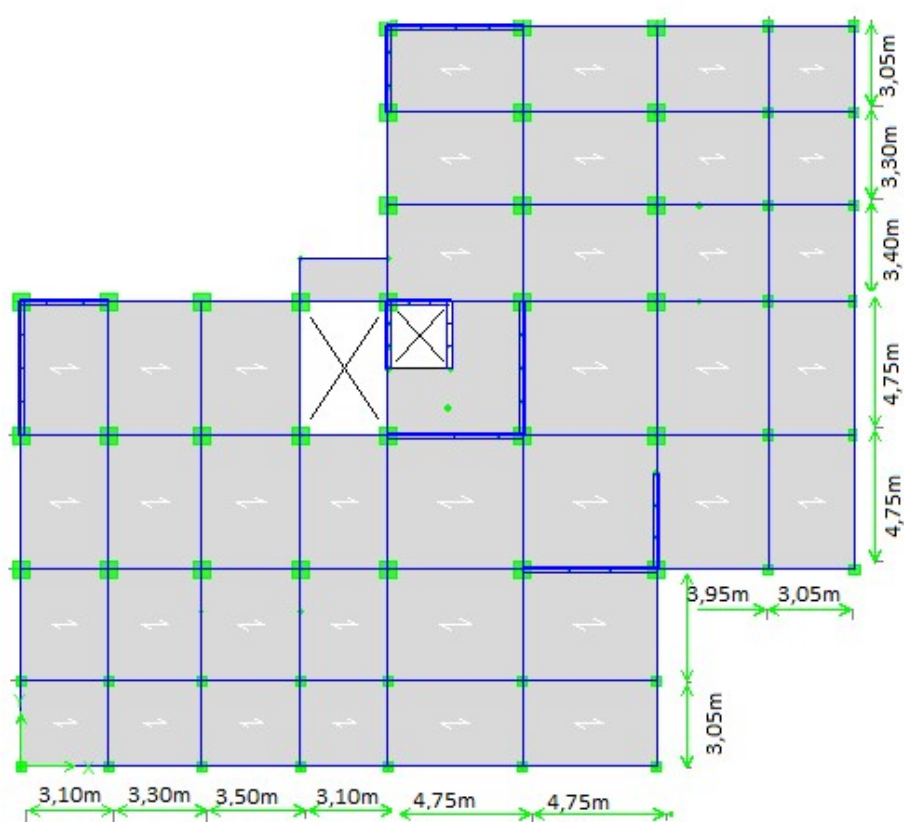


Figure.I-2 : Dimensions en plan.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.3. Classification du bâtiment selon le RPA 99 (version 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans :

- Zone de forte sismicité (ALGER) (**Zone III**).
- Groupe d'usage **2**.
- Site Meuble (**S3**).

I.4. Les éléments de l'ouvrage

a. Choix du système de contreventement.

Le bâtiment étudié dépasse trois niveaux (11 mètres) et situé en zone **III**. Donc on va choisir un système de contreventement par des voiles porteurs, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

b. 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, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Ce bâtiment comporte deux types de planchers :

➤ Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas importantes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique

➤ Planchers à dalle pleine

On a opté ce type de planchers dans les zones dont les formes sont irrégulières (triangles ou trapèzes), afin de faciliter les tâches.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

b. Escaliers

Les escaliers servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

Escalier à deux volées et deux paliers intermédiaires.

c. Maçonneries

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 10cm d'épaisseur) séparés par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

d. L'acrotère

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

e. Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

f. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de dalle machinerie.

g. Revêtement

- * En carrelage pour les planchers courants.
- * En mortier de ciment pour les murs extérieurs
- * En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

j. Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton armé est composé de béton et d'armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance à la traction.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

L'association de ses deux matériaux en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.5.1 Le béton :

Le béton est un mélange d'agréats (graviers, sable), de liant (ciment), d'eau et éventuellement des produits d'addition (les adjuvants) dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après le durcissement.

I.5.1.1. Composition du béton :

a. Le ciment : c'est un matériau se présentant sous forme de poudre très fine, qui durcit au contact avec l'eau, et ainsi utilisé comme liant. Le ciment est également appelé liant hydraulique.

b. Les agrégats : c'est une agglomération de sable et de gravier, liée pour faire du béton ou du mortier, en respectant certaines propriétés

❖ **Les graviers** : matériaux inertes, constitués de fragments de roches ou de minéraux, qui sont classés comme suit :

- **3/8** pour les chapes en béton.
- **8/15** pour béton armé de section moyenne.
- **15/25** pour béton de grande section.

❖ **Les sables** : sont issus roche sédimentaire meuble, constituée principalement de quartz, provenant de la désagrégation de roches, sous l'action de divers agents d'érosion, le sable est l'un des principaux composent du béton.

c. Eaux de gâchage : elles doivent répondre à des qualités chimiques assurant l'intégrité du mélange, dont l'analyse au laboratoire est recommandée.

I.5.1.2. Le dosage du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, dont il doit assurer une bonne résistance et ouvrabilité.

Un dosage de 350kg/m³ d'un m³ de béton armé doit être composé de :

- **350 kg/m³** de ciment de classe CPJ 42,5.
- **400 litres** de sable de diamètre (0 mm<DS< 5mm).
- **800 litres** de gravier de diamètre (5mm<DG< 25mm).
- **175 litres** d'eau.

I.5.1.3. Caractéristiques mécaniques du béton :

a. Résistances caractéristiques du béton :

Un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée **f_{c28}** elle est mesurée par compression axiale de

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm, dans **BAEL 91 / Modifier 99**.

$$\begin{cases} f_{C28} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{C28} & \text{pour : } f_{C28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{C28} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{C28} & \text{pour : } f_{C28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$j \gg 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$$

Dans notre projet : **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$**

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est Conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

Cette formule est valable pour les valeurs ou **$f_{c28} < 60 \text{ Mpa}$**

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le CBA93 article A.2.1.2 [2]

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on

$$\text{a : } E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

d. Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement **CBA93 article A.2.1.3** [2]

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

e. Les contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du (**BAEL 1991**) ; on distingue deux états limites.

✓ Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au de la duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement

Entraîne la ruine de l'ouvrage ; notée f_{bu} est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$\gamma_b=1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

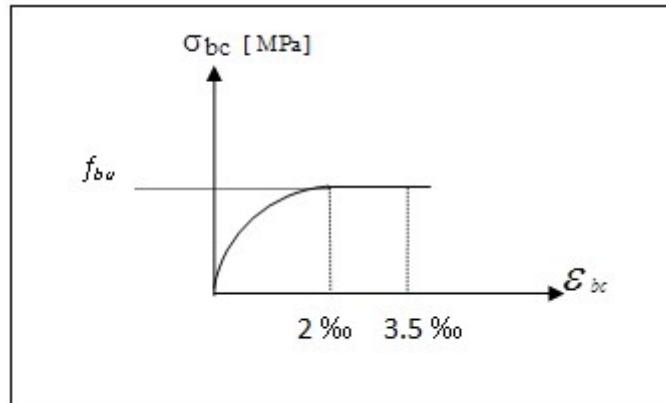


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

✓ États Limites de Service (ELS)

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

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

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

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

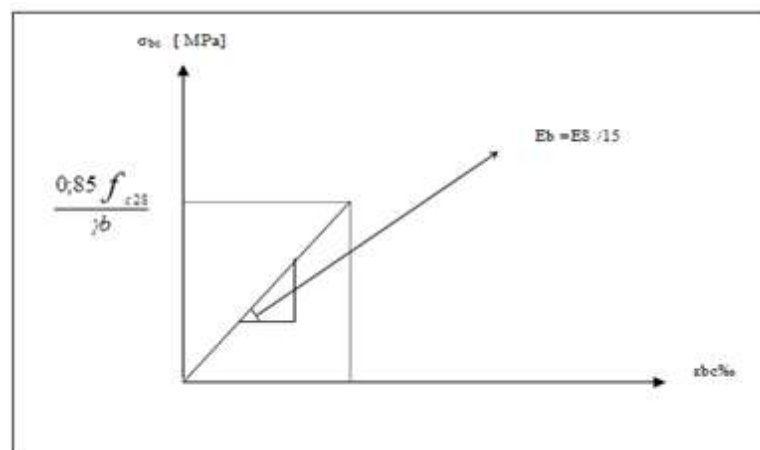


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.5.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique fe (MPa)	$\varepsilon_{es}/\text{‰}$
Barre HA	FeE40	400	1.74
Rond lisse	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

➤ Contrainte limite de l'acier

♦ Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

fe : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier. $\varepsilon_{es} = \left(\frac{fe}{\gamma_s E_s} \right)$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

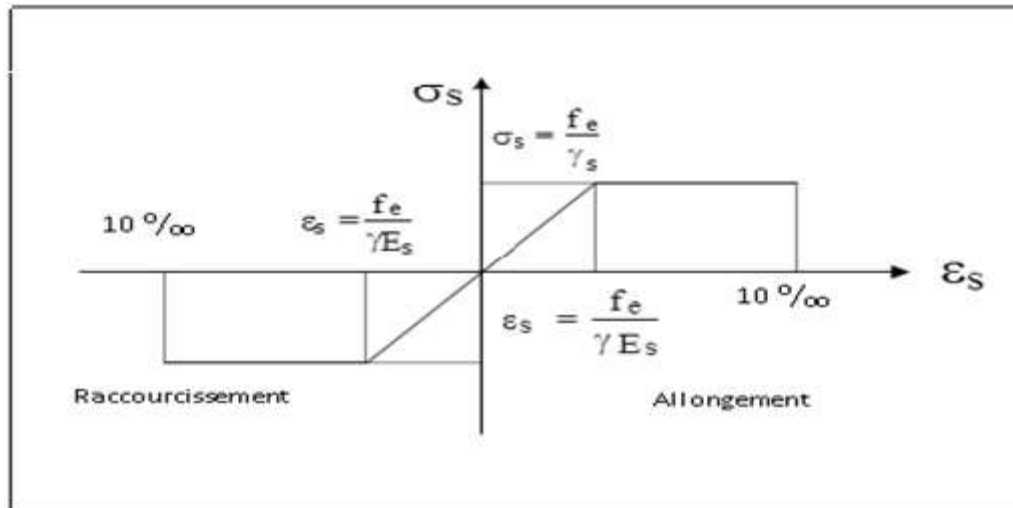


Figure I.5. Diagramme contraintes déformations de l'acier à l'ELU

♦ Contrainte à ELS selon CBA93 (article A.4.5.3)

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ Coefficient d'équivalence

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

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I.6. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes

I.2.1 Les règlements CBA93... [2] et BAEL91 [1] :

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- ♦ Equilibre statique.
- ♦ Résistance de l'un des matériaux de la structure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- ♦ Stabilité de forme.

Hypothèses :

- ✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10 ‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3.5 ‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C). (**Règle des trois pivots _ B.A.E.L91modifié99**)

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ♦ Ouverture des fissures.
- ♦ Déformation des éléments porteurs.
- ♦ Compression dans le béton.

Hypothèses :

- ✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15** fois plus grand que celui du béton (**$E_s = 15E_b$; $n = 15$**).

I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

❖ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q.$$

❖ Etat limite de service :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q.$$

- ❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux due au séisme, les règles parasismiques

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Algériennes (p53) a prévu des combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E.$$

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

Avec : G : charge permanente.
 Q : charge d'exploitation.
 E : effort de séisme.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments structuraux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 : Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par le **RPA99 version 2003**, le **BAEL 91** et le **CBA 93**.

II.2 : Pré-dimensionnement des planchers : (RDC, étages courants, et terrasses)

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et les éléments de coffrages (corps creux). Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

Notre projet est conçu par des planchers à corps creux et plancher à dalles pleine pour des raisons économiques et sécuritaires.

a) Plancher en corps creux :

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- Chape de béton ou dalle de compression : elle transmet les charges qui lui sont appliquées aux nervures.
- Corps creux : c'est un coffrage perdu, il permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher.
- Nervures : ces sont des éléments porteurs du plancher, reposant de part et d'autre sur des poutres. Elles sont coulées sur place et leurs dimensions sont liées à celles du corps creux.

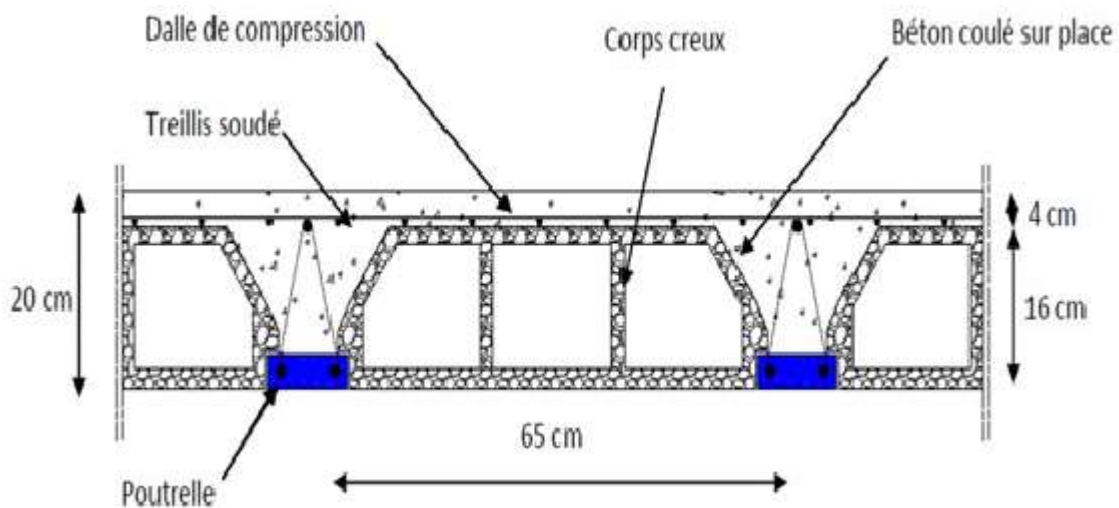


Figure II.1. Coupe d'un plancher à corps creux

b) Condition de déformation :

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante (B.6.8.4.2.4/CBA 93) :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{et} \quad h_t = d + e$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

d : Hauteur du corps creux.

e : Hauteur de la dalle de compression.

On a :

$$L = 4,75 - 0,40 = 4,35 \text{ m}$$

$$\frac{435}{25} \leq h_t \leq \frac{435}{20}$$

$$\text{Donc : } 17,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 21,75 \text{ cm}$$

c) Condition de la flèche :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22,5 \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4})$$

Avec : h_t : l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires).

Dans notre cas :

$$L = 435 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad h_t \geq 19,33 \text{ cm.}$$

b) plancher à Dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Le pré dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation que des conditions de résistance. Ainsi, il est d'usage de prendre en compte les valeurs suivantes :

$$h \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{Pour les dalles sur appuis simples avec} \quad \frac{l_x}{l_y} > 0,4$$

$$\frac{l_x}{30} \geq h \geq \frac{l_x}{35} \quad \text{Pour les dalles continues avec} \quad \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$$

$$\frac{l_x}{40} \geq h \geq \frac{l_x}{45} \quad \text{Pour les dalles continues avec} \quad 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Avec :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

h : l'épaisseur de la dalle.

L_x : la petite portée de la dalle

L_y : la grande portée de la dalle

Les dalles pleines existant dans notre structure sont des balcons et des dalles :

$$L = 4,75 - 0,40 = 4,35 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{435}{435} = 1 > 0.4 \quad ; \quad \text{donc } \frac{l_x}{40} \geq h \geq \frac{l_x}{45}$$

$$10,87 \text{ cm} \leq h \leq 9,67 \text{ cm}$$

II.2.2. Balcon

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine.

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{ep} = 15 \text{ cm.}$$

d) Conclusion:

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de **16 cm** et une dalle de compression de **4 cm**.
- Pour les dalles pleines nous prend une épaisseur de **15 cm** pour les balcons.

II.2.3 L'Escalier :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

a) Pré dimensionnement des escaliers :

Pour étages courants :

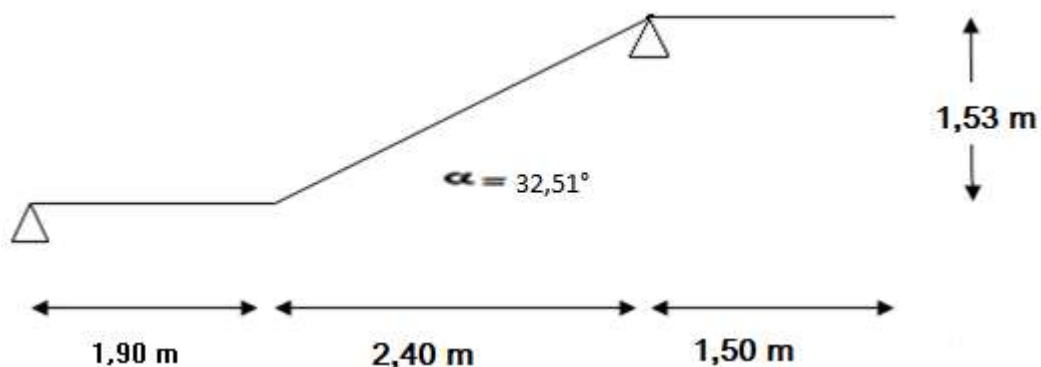


Figure II.2. Schéma statique de l'escalier

$$h_e = 3,06 \text{ m}$$

$$16 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

(relation de blondel).

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

$$30^\circ \leq \arctg \alpha \leq 35^\circ$$

On prend $h = 17\text{cm}$, $g = 30\text{cm}$.

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65\text{cm}. \rightarrow 60\text{cm} \leq 64 \leq 65\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

Nombre des contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = 18\text{m}. \rightarrow n = \frac{18}{2} = 9 \rightarrow \text{On prend } n = 9 \text{ marche.}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{he/2}{n \times g} = \frac{153}{240} = 0,63 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L = \sqrt{(2.40)^2 + (1.53)^2} + 3,4 = 6,24\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{624}{30} \leq ep \leq \frac{624}{20} \rightarrow 20,8 \text{ cm} \leq ep \leq 31,2\text{cm}.$$

On prend : **ep=21 cm**

II 2.4. L'Ascenseur

II.2.4.1. Dalle machine

a) Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

b) Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseurs dont les caractéristiques techniques sont comme suit :

- Vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$.
- La surface de la cabine est de $(2 \times 2, 2) = 4,4\text{m}^2$.
- La charge jusqu'à 5 personnes

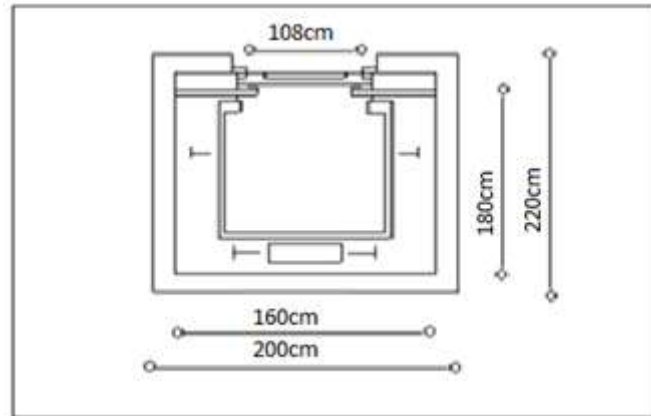


Figure II.3. Dimensions de l'ascenseur

c) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{220}{40}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 5,5 \text{ cm}$$

d) Condition de l'E.N.A :

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

On prend : **ep=25cm.**

II.2.1. L'acrotère :

L'Acrotère est un élément secondaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes (Garde-corps) et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (Etanchéité).

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

*S : la surface transversale totale de l'acrotère

* ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Le poids du revêtement :

$$G_2 = 2 \times 0,015 \times 0,6 \times 18 = 0,324 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,05 \text{ kN/ml}$$

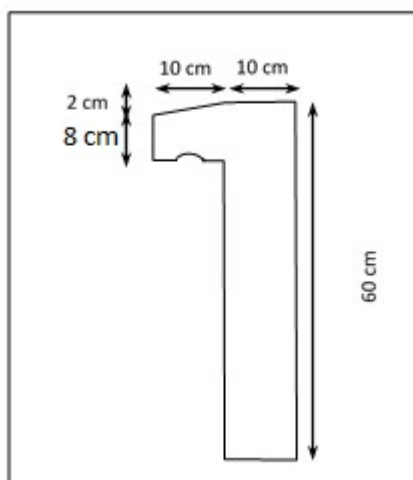


Figure II.4. Dimensionnement de l'acrotère.

II.3. Estimation des charges et surcharge :

II.3.1. Plancher à corps creux :

a) Plancher terrasse inaccessible :

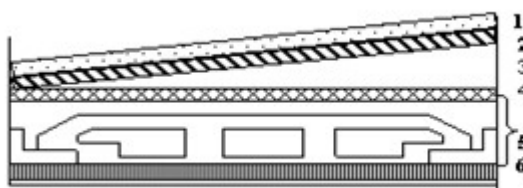


Figure II.5. Coupe du plancher terrasse à corps creux

• Les charges permanentes :

- 1- Gravillon de protection ($e=4\text{cm}$)..... $(0.04).(20)=0,80 \text{ KN/m}^2$
- 2- Etanchéité multicouche ($e=2\text{cm}$) $(0.02).(6) = 0,12 \text{ KN/m}^2$
- 3- Forme de pente ($e=11\text{cm}$) $(0.11).(22) = 2,42 \text{ KN/m}^2$
- 4- Isolation thermique (Liège) ($e=4\text{cm}$) $(0.04).(4)=0,16 \text{ KN/m}^2$
- 5- corps creux ($e=16+4\text{cm}$) $(0.2).(14)=2,80 \text{ KN/m}^2$
- 6- Enduit de plâtre ($e=2\text{cm}$)..... $(0.02).(10)=0,20 \text{ KN/m}^2$

$$\sum G = 6,50 \text{ KN/m}^2$$

b) Planchers courants :

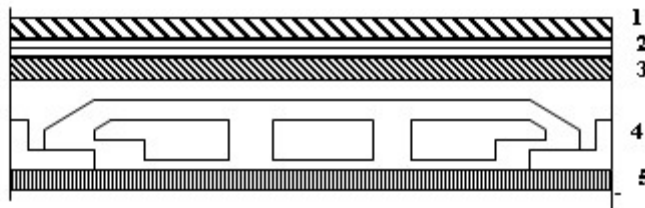


Figure II.6. Coupe d'un plancher courant à corps creux

• Les charges permanentes :

1- Carrelage (e=2cm).....	(0,02) .(22) = 0,44	KN /m ²
2- mortier (e=2cm).....	(0,02). (20) = 0,40	KN /m ²
3- lit de sable (e=3cm).....	(0,03). (18) = 0,54	KN / m ²
4- corps creux (e=20cm)	(0,2).(14)= 2.80	KN /m ²
5- enduit de plâtre (2 cm)	(0,02). (10) = 0,20	KN /m ²
6- cloisons légères (e=10).....	(0,1). (10)=1 .00	KN /m ²
$\Sigma G= 5,4$ KN /m ²		

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

a) Plancher terrasse inaccessible :

• Les charges permanentes :

1-Gravillon de protection (e=4cm).....	(0,04).(20)=0,80	KN/m ²
2-Etanchéité multicouche (e=2cm)	(0,02).(6)= 0,12	KN/m ²
3- Forme de pente (e=11cm)	(0,11).(22)=2,42	KN/m ²
4-Isolation thermique(Liège)(e=4cm)	(0,04).(4)=0,16	KN/m ²
5-placher à dalle pleine (e=15cm).....	(25).(0,15)=3,75	KN/m ²
6-Enduit de plâtre (e=2cm).....	(0,02).(10)=0,20	KN/m ²
$\Sigma G = 7,45$ KN /m ²		

b) Planchers courants :

• Les charges permanentes :

1-Revêtement en carrelage.....	(20).(0,02)=0,4	KN/m ²
2-Mortier de pose	(20).(0,02)=0,4	KN/m ²
3-Lite de sable.....	(18).(0,03)=0,54	KN/m ²

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

4-Plancher à dalle pleine.....(25).(0,15)=3,75KN/m²

5-Enduit de plâtre.....(10).(0,02)=0,20KN/m²

6- Cloison de distribution.....(10).(0,1)=1KN/m²

$$\sum G = 6,29 \text{ KN /m}^2$$

II.3.2. Plancher à dalle pleine (Dalle machine) :

Terrasse inaccessible :

- Les charges permanentes :

1- Poids propre de dalle machine(e=25cm)(25).(0,25) =6.25KN /m²

2-Poids de la machine supportée(/)=50 KN /m²

$$\sum G = 56,25 \text{ KN/m}^2$$

II 3.4. La maçonnerie :

Ils jouent un rôle important dans la séparation ainsi l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

a. Maçonnerie extérieurs : (double cloison)

- Brique creuse de 10 cm
- L'âme d'air de 10cm
- Brique creuse de 10cm

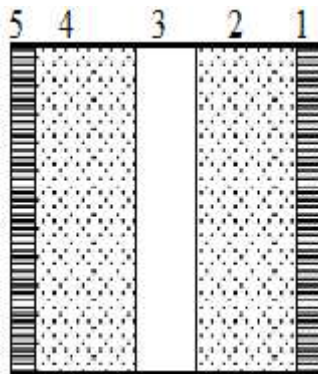


Figure II.7 : Coupe transversale d'un mur extérieur

- Les charges permanentes :

1- Briques creuses (e=10cm).....(0,10).(9)=0,90KN /m²

2- Briques creuses (e=10cm).....(0,10).(9)=0,90KN /m²

3- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm).....(0,02).(10)=0,20 KN /m²

4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm).....(0,02).(18) = 0,36 KN /m²

$$\sum G = 2,36 \text{ KN /m}^2$$

b. Maçonnerie intérieurs :

- Brique creuse de 10cm

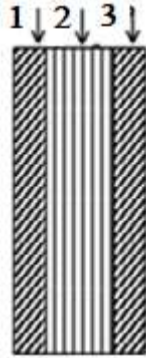


Figure II.8 : Coupe transversale d'un mur intérieur

- **Les charges permanentes :**

- 1- Enduit de plâtre (e=2cm).....(0,02).(10) = 0,20 KN/m²
 - 2- Briques creuses (e=10cm).....(0,10).(9) = 0,90 KN/m²
 - 3- Enduit en plâtre (e=2cm).....(0,02).(10) = 0,20 KN/m²
- $\Sigma G = 1,30 \text{ KN/m}^2$

II 3.5. L'escalier : Charges et surcharge (DTR.BC.2.2) :

a) Volée :

- **Les charges permanentes :**

- 1-Paillasse..... $\left(\frac{25 \times 0,17}{\cos 32,51} \right) = 5,40 \text{ KN/m}^2$
 - 2 -Les marches.....((25).(0,18))/2=2,25 KN/m²
 - 3-Carrelage (horizontal et vertical).....(22).(0,02).(2)=0,88 KN/m²
 - 4-Mortier de pose ((horizontal et vertical).....(20).(0,02).(2)=0,80 KN/m²
 - 5-Enduit de ciment.....(18).(0,02)=0,20 KN/m²
- $\Sigma G = 9,53 \text{ KN/m}^2$

b) Palier :

- **Les charges permanentes :**

- 1-Palier.....(25).(0,25)=6,25 KN/m²
 - 2-Carrelage.....(20).(0,02)=0,40 KN/m²
 - 3-Mortier de pose.....(20).(0,02)=0,40 KN/m²
 - 4-Lit de sable.....(18).(0,03)=0,54 KN/m²
 - 5-Enduit de ciment.....(18).(0,02)=0,36 KN/m²
- $\Sigma G = 7,60 \text{ KN/m}^2$

II.3.6 : Balcon à dalle pleine :

- **Les charges permanentes :**

1-Poids propre de dalle.....	(25).(0,15)=3,75KN/m ²
2-Carrelage.....	(22).(0,02)=0,44KN/m ²
3-Mortier de pose	(20).(0,02)=0,44KN/m ²
4-Enduit en ciment	(10).(0,02)=0,20KN/m ²
5-Lit de sable.....	(18).(0,02)=0,36KN/m ²
$\Sigma G = 5,19\text{KN/m}^2$	

II.3.7 : Les Charges d'exploitations :

-Acrotère.....	Q =1,0KN/m ²
-Plancher terrasse (inaccessible).....	Q =1,0KN/m ²
-Plancher courant (habitation).....	Q =1,5KN/m ²
-Plancher RDC (bureaux).....	Q =2,5KN/m ²
-Escaliers.....	Q =2,5KN/m ²
-Balcon.....	Q =3,5KN/m ²

II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.4.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99V2003**).

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

A. Selon le formulaire de béton armé :

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

Avec :

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

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

A. Selon le RPA 99 (version2003) :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{ cm}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

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

II.4.1.1. Poutres principales (Porteuses) : $L_{\max} = 4,75 - 0,40 = 4,35 \text{ m}$

- Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :

$$29\text{cm} \leq h \leq 43,5\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$8,5\text{cm} \leq b \leq 30,45\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

- Vérification selon le RPA :

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

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$$

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

les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

II.4.1.2. Poutres secondaires : $L_{\max} = 3,95 - 0,40 = 3,55\text{m}$

- Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :

$$23,67\text{cm} \leq h \leq 35,5\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$7,1\text{cm} \leq b \leq 24,85\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

- Vérification selon le RPA :

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

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$$

les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

II.4.1.3. Poutres palières : $L_{\max} = 3,10 - 0,40 = 2,70\text{m}$

- Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :

$$18\text{cm} \leq h \leq 27\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$5,4\text{cm} \leq b \leq 18,9\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Vérification selon le RPA :

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

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$$

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

les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

- Le choix final :

Tableau. II.1. Pré dimensionnement finales des poutres

Les poutres	Le choix
Poutres principales	(30x45)
Poutres secondaires	(30x 40)
poutres palières	(30x30)

II.4.2. Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités.
(D'après RPA 99 'article 7.7.1 page 56)

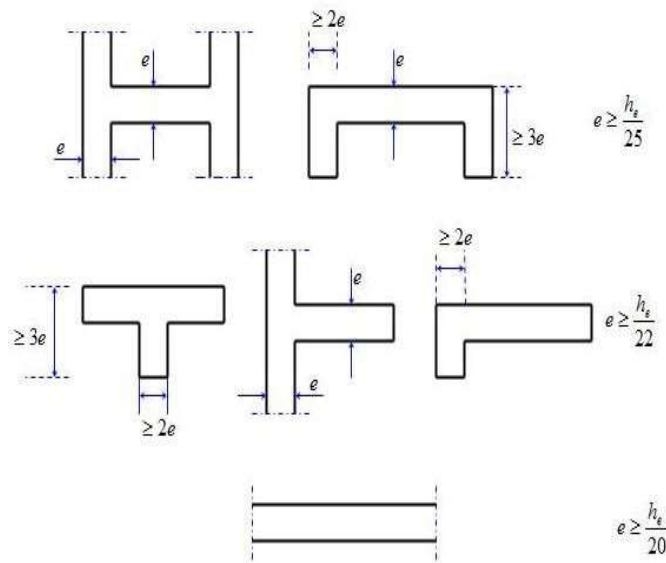


Figure II.9. Coupes en plan pour différents cas des voiles.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur de voile.

L : Longueur du voile.

Dans notre cas :

- $e \geq h_e / 20$

- $e \geq h_e / 22$
 - $e \geq h_e / 25$
- Pour le RDC : $h_e = 3,40$ m
- $e \geq h_e / 20 = 323/20 = 16,15\text{cm}$
- $e \geq h_e / 22 = 323/22 = 14,68\text{cm}$
- $e \geq h_e / 25 = 323/25 = 12,92\text{cm}$

On opte pour les étages courants : **ep = 20cm.**

II.4.3. 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 reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul étant basé sur la descente de charges

II.4.3.1 Loi de Dégression des charges d'exploitations :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter.

Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n **numérotés à partir du sommet du bâtiment**. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

$$\left(Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \right) \text{ Donnée par :}$$

« DTR BC.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3 »

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

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

Tableau II.9. Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Charge Q	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1	1
P9	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	1,5	2,5
P8	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	1,5	3,85
P7	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	1,5	5,05
P6	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	1,5	6,10
P5	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	1,5	7,00
P4	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	1,5	7,75
P3	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+\dots\dots\dots+Q_7)$	1,5	8,50
P2	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+Q_2+\dots\dots\dots+Q_8)$	1,5	9,25
P1	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+Q_2+\dots\dots\dots+Q_9)$	1,5	10,00
PRDC	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,665(Q_1+Q_2+\dots\dots\dots +Q_{10})$	2,5	11,64

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de **10 %** par étage jusqu'à **5 %**.

II.4.2 Dimensionnement des poteaux

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

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

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité du béton tel que :} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier tel que :} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q.$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 100 \end{array} \right.$$

L'élanement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre

$$\lambda = 0,35 \rightarrow \alpha = 0,708.$$

B : aire total de la section du poteau .

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours(Ici on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

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

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

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r .

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

* Selon le "BAEL 91 modifié 99 article A.8.1.2....[1]"

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

Alors :

$$Br = 0,066 Nu \quad \text{avec :} \quad Nu = 1,35G + 1,5Q$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02); \quad \text{On a: } a = b \Rightarrow Br = (a - 0,02)^2$$

II.4.3 Charges permanentes :

1) Poteau central :

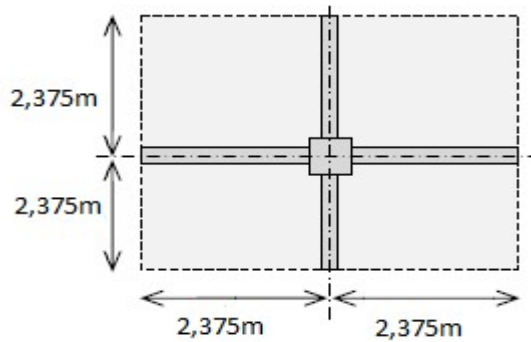


Figure II.10. Poteau central

Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S_1 = 22,56\text{m}^2$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

a.1) Niveau terrasse :

Plancher à corps creux :	$6,5 \times 22,56 = 146,64 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Poteau	$0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ kN}$
Surcharges :	$1 \times 22,56 = 22,56 \text{ kN}$

$$G = 186,76 \text{ kN} \quad Q = 22,56 \text{ kN}$$

a.2) Niveau étage courant :

Plancher à corps creux:	$5,4 \times 22,56 = 121,82 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Poteau	$0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ kN}$
Surcharges :	$1,5 \times 22,56 = 33,84 \text{ kN}$

$$G = 161,94 \text{ kN} \quad Q = 33,84 \text{ kN}$$

a.3) Niveau RDC :

Plancher à corps creux:	$5,4 \times 22,56 = 121,82 \text{ kN}$
-------------------------	--

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Poutre principale : $4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$

Poteau $0,40 \times 0,40 \times 3,23 \times 25 = 12,92 \text{ kN}$

Surcharges : $2,5 \times 22,56 = 56,4 \text{ kN}$

G = 162,62 kN Q = 56,4 kN

Tableau II.10. Choix des dimensions du poteau central

Etages	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u	Br	a=b	RPA	Choix (cm ²)
T	186,76	22,56	285,97	188,74	15,73	30x30	30x30
P9	348,7	56,4	555,34	366,53	21,15	30x30	30x30
P8	510,64	86,85	819,64	540,97	25,26	30x30	30x30
P7	672,58	113,92	1078,86	712,05	28,69	30x30	30x30
P6	834,52	137,61	1333,02	879,80	31,66	30x30	35x35
P5	996,46	157,92	1582,10	1044,19	34,32	30x30	35x35
P4	1158,4	174,84	1826,10	1205,23	36,71	30x30	40x40
P3	1320,34	191,76	2070,10	1366,27	38,97	30x30	40x40
P2	1482,28	208,68	2314,10	1527,31	41,09	30x30	45x45
P1	1644,22	225,6	2558,10	1688,34	43,09	30x30	45x45
PRDC	1806,84	262,6	2833,13	1869,87	45,25	30x30	50x50

b) Poteau de rive:

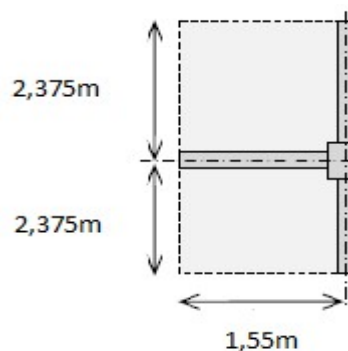


Figure II.11. Poteau de rive

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Surface reprise $S_2 = 7,36 \text{ m}^2$

b.1) Niveau terrasse :

Plancher à corps creux :	$6,5 \times 7,36 = 47,84 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Acrotère:	$2,31 \times 4,75 = 10,97 \text{ kN}$
Poteau	$0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ kN}$
Surcharges :	$1 \times 7,36 = 7,36 \text{ kN}$

G = 98,93 kN

Q = 7,36 kN

b.2) Niveau étage courant :

Plancher :	$5,4 \times 7,36 = 39,74 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Murs extérieures :	$4,75 \times 2,80 = 13,3 \text{ kN}$
Poteau	$0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ kN}$
Surcharges:	$1,5 \times 7,36 = 11,04 \text{ kN}$

G = 93,16 kN

Q = 11,04 kN

a.3) Niveau RDC :

Plancher à corps creux:	$5,4 \times 7,36 = 39,74 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Murs extérieures :	$4,75 \times 2,80 = 13,3 \text{ kN}$
Poteau	$0,40 \times 0,40 \times 3,23 \times 25 = 12,92 \text{ kN}$
Surcharges :	$2,5 \times 7,36 = 18,4 \text{ kN}$

G = 93,84 kN

Q = 18,4 kN

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.11. Choix des dimensions du poteau de rive

Etages	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u	Br	a=b	RPA	Choix (cm ²)
T	98,93	7,36	144,6	95,43	11,76	30x30	30x30
P9	192,06	18,4	286,88	189,35	15,77	30x30	30x30
P8	285,22	28,34	427,55	288,18	18,98	30x30	30x30
P7	378,38	37,17	566,58	373,95	21,34	30x30	30x30
P6	471,54	44,90	703,93	464,6	23,55	30x30	30x30
P5	564,7	51,52	839,63	554,15	25,55	30x30	30x30
P4	657,86	57,04	973,67	642,62	27,35	30x30	30x30
P3	751,02	62,56	1107,72	731,1	29,03	30x30	30x30
P2	844,18	68,08	1241,76	819,56	30,62	30x30	35x35
P1	937,34	73,6	1375,8	908,02	32,13	30x30	35x35
PRDC	1031,18	85,68	1520,61	1003,6	33,68	30x30	35x35

c) Poteau d'angle:

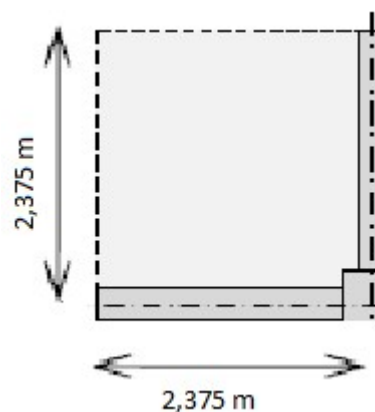


Figure II.12. Poteau d'angle

Surface reprise $S_3 = 5,64 \text{ m}^2$

c.1) Niveau terrasse :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Plancher :	$6,5 \times 5,64 = 36,66 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Acrotère:	$3,04 \times 2,375 = 7,22 \text{ kN}$
Poteau	$0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ kN}$
Surcharges:	$1 \times 5,64 = 5,64 \text{ kN}$

$$G = 81,13 \text{ kN}$$

$$Q = 5,64 \text{ kN}$$

c.2) Niveau étage courant

Plancher :	$5,40 \times 5,64 = 30,45 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Murs extérieures :	$2,375 \times 2,80 = 6,65 \text{ kN}$
Poteau	$0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ kN}$
Surcharges :	$1,5 \times 5,64 = 8,46 \text{ kN}$

$$G = 74,35 \text{ kN}$$

$$Q = 8,64 \text{ kN}$$

a.3) Niveau RDC :

Plancher à corps creux:	$5,4 \times 5,64 = 30,45 \text{ kN}$
Poutre principale :	$4,75 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,03 \text{ kN}$
Poutre secondaire :	$3,95 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 11,85 \text{ kN}$
Murs extérieures :	$2,375 \times 2,80 = 6,65 \text{ kN}$
Poteau	$0,40 \times 0,40 \times 3,23 \times 25 = 12,92 \text{ kN}$
Surcharges :	$2,5 \times 5,64 = 14,1 \text{ kN}$

$$G = 77,9 \text{ kN}$$

$$Q = 14,1 \text{ kN}$$

Tableau II.12. Choix des dimensions du poteau de rive

Etages	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u	Br	a=b	RPA	Choix (cm ²)
T	81,31	5,64	118,22	78,04	10,84	30x30	30x30
P9	155,66	14,1	231,29	152,65	14,35	30x30	30x30
P8	230,01	21,71	343,07	226,43	17,04	30x30	30x30
P7	304,36	28,43	453,53	299,33	19,30	30x30	30x30
P6	378,71	34,4	562,86	371,5	21,27	30x30	30x30

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

P5	453,6	39,48	671,58	443,24	23,05	30x30	30x30
P4	527,95	43,71	778,29	513,67	24,66	30x30	30x30
P3	602,3	47,94	885,01	584,10	26,16	30x30	30x30
P2	676,65	52,17	991,73	654,54	27,58	30x30	30x30
P1	751	56,4	1098,45	724,97	28,93	30x30	30x30
RDC	825,35	65,64	1212,7	800,37	30,29	30x30	35x35

Choix des sections des poteaux :

pour conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux

Tableau.II.13. Coffrages des poteaux par étage.

Hauteur	Etages	Sections carrées (a×b)cm ²
3,06	9 ^{eme}	30*30
3,06	8 ^{eme}	30*30
3,06	7 ^{eme}	35*35
3,06	6 ^{eme}	35*35
3,06	5 ^{eme}	40*40
3,06	4 ^{eme}	40*40
3,06	3 ^{eme}	45*45
3,06	2 ^{eme}	45*45
3,06	1 ^{er}	50x50
3,23	RDC	50x50

CHAPITRE III

Calcul des éléments non structuraux

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments ; éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements, et éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Le présent chapitre consacré à l'étude : des escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont le calcul de ces éléments s'effectue conformément au règlement **BAEL91** et au règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

III.2. Acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé placé au niveau de la terrasse dont le but est d'assurer la sécurité des personnes (Garde-corps) et participer au système d'étanchéité de notre bâtiment. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre **G**, et à une surcharge horizontale **Q** (main courante), Le calcul se fera à la flexion composée dont l'effort normal le poids propre **G** et à un moment issu de la surcharge d'exploitation **Q** l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, les combinaisons de calcul seront à l'ELU et à l'ELS.

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 $e=10\text{cm}$;

III.2.2. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = \rho_b \times s = 25 \times 0,0685 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

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

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02(0,6 + 0,5 + 0,2 + 0,18) = 0,53 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,26 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.3. Détermination de l'effort du au séisme :

D'après l'article 6.2.3 de **RPA/V2003**, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivante la formule qui suit :

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

A : coefficient d'accélération de zone (**RPA .Tableau 4.1**)....[3].

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (**RPA. /Tableau 6.1**)...[3]

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,26 F_p = 1,8 \text{ kN/ml}$$

III.2.4. Calcul des sollicitations :

E.L.U

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,26 = 3,05 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,8 \times 0,6 = 1,62 \text{ KN.ml}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,26 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 1,8 \times 0,6 = 1,08 \text{ KN.ml}$$

$$T_{ser} = F_p = 1,8 \text{ KN}$$

III.2.5.Ferraillage :

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $c = c' = 3 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;
 $d = 0,9h = 9 \text{ cm}$.

III.2.5.1. Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_2$$

Avec

- e_1 : Excentricité de 1^{er} ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$
- e_a : Excentricité accidentelle.
- e_2 : Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement ;

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$e_2 = \frac{3 L_f}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi)$$

α : Rapport de moment de 1^{er} ordre du aux charges permanentes $\{\alpha=0\}$;

ψ : Rapport de la déformation finale due au fluage $\{\psi=2\}$.

a) Excentricité de 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a$$

$$\text{On a: } \begin{cases} Mu = 1,62 \text{ KN.m} \\ Nu = 3,05 \text{ KN} \\ e_a = \max \left[2\text{cm}; \frac{1}{250} \text{cm} \right] = \left[2\text{cm}; \frac{60}{250} \text{cm} = 0.24\text{cm} \right] = 2\text{cm} \end{cases}$$

Donc :

$$e_1 = \frac{1,62}{3,05} + 0,02 = 0,55 \text{ m} = 55,1 \text{ cm}$$

b) Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi)$$

$$\text{On a: } \begin{cases} L_f = 2 \times L = 2 \times 60 = 120\text{cm} \\ h = 10\text{cm} \\ \alpha = 0 \end{cases} \quad \psi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.008 \text{ m} = 0.8 \text{ cm}$$

Alor :

$$e = 55,1 + 0,8 = 55,9 \Rightarrow e = 55,9 \text{ cm.}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

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 .

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.2.5.2. Calcul d'armature :

Le moment fictif : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,68 \text{ kN.m}$

Tableau III.1. Tableau de ferrailage à L.E.L.U

	Mf(kn.m)	μ	$\mu < \mu_r$	As'(cm ²)	α	Z(cm)	As(cm)
Acrotère	1.68	0.014	Oui	0	0.017	8.93	0.54

Choix : 4T8 ; As = 2.01 cm² ; St = 30 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 ; As = 2.01cm² ; St = 15 cm

III.2.2.3. Vérification de la section d'acier selon «BAEL91modifié 99..[1] »

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

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

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{..CV}$$

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} \\ \tau_u = 0.03\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{..CV} \end{cases}$$

III.2.5.Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,08}{2,26} = 47,78 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

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

a) Calcul la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée « C »

On a : $C = d - e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \text{ Donc : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 51,78 \text{ cm}$$

Alors :

$$C = d - e_A = 9 - 51,78 = -42,78 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

b) Calcul la distance entre le centre de pression et l'axe neutre « y_c »

D'après le BAEL 91 modifié 99 on doit donc résoudre l'équation suivant :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 15 \text{ Coefficient d'équivalence du béton armée.} \\ p = -3c^2 + 6n \cdot (c - c') \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot (d - c) \cdot \frac{A_s}{b} = -5479,53 \text{ cm}^2 \\ q = -2c^3 - 6n \cdot (c - c')^2 \cdot \frac{A_s}{b} - 6n \cdot (d - c)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = 147944,23 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,48 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \varphi = 160,05^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,47$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -84,89$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 51$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 33,87$$

La solution qui convient est : $y_c = 51 \text{ cm}$

D'où : $0 < y_{ser} = y_c + C = 51 - 42,78 = 8,22 < d = 9$

$$0 < y_{ser} = 51 - 42,78 = 8,22 \text{ cm}$$

Donc :
$$\begin{cases} y_{ser} = 8,22 \text{ cm} \\ y_c = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

Le moment d'inertie : $n=15$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Contrainte de béton

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

Contraintes de l'acier

($\eta = 1,6$ pour les aciers HA)

$$\begin{cases} \sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Acier comprimé} \end{cases}$$

Tableau III.2. Vérification à l'ELS :

	N _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa) σ_s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Béton	2,26	2,01	$\begin{cases} y_{ser} = 8,22 \text{ cm} \\ y_c = 5 \text{ cm} \end{cases}$	18599,08	0,51	CV

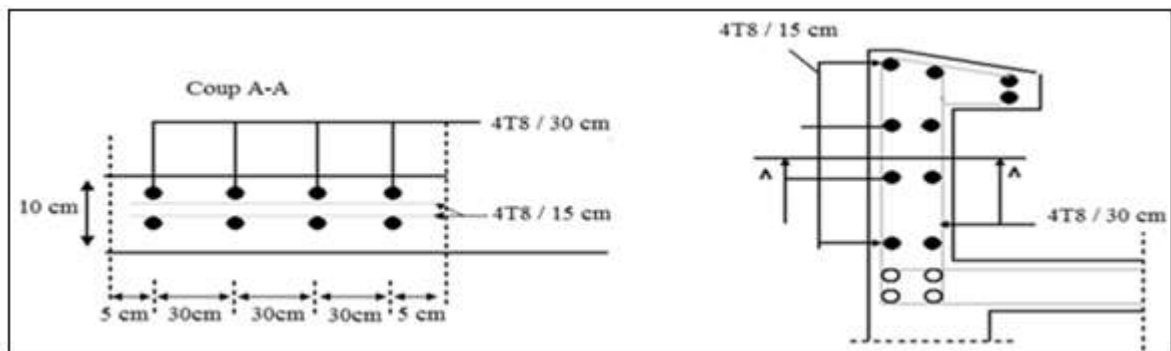


Figure III.1. Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3. Calcul des planchers :

III.3.1 Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé.

- ✓ plancher à corps creux.
- ✓ plancher à dalle pleine.
- ✓ plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants à usage (habitation, administratif, ...), il est constitué de corps creux qui servent de coffrage perdu (aucun rôle de résistance) et des nervures (poutrelles) en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Dans notre étude on opte deux types des planchers à corps creux et en dalle pleine.

III.3.2. Plancher à corps creux :

III.3.2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis

▪ Méthodes de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot

a. Méthode forfaitaire :

A.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.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

H4 : Fissuration non préjudiciable.

A.2. Exposé de la méthode :

A.2.1. Moment sur travée :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1.02 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée dérivée} \end{cases}$

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.

A.2.2. Moment sur appuis :

- $M = 0.2M_0$ appuis de rive.
- $M = 0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $M = 0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

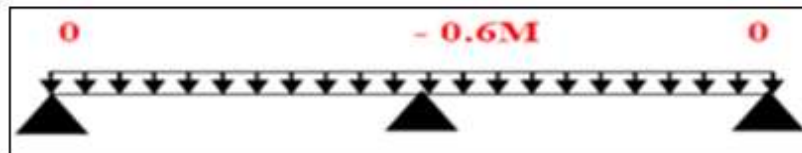


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

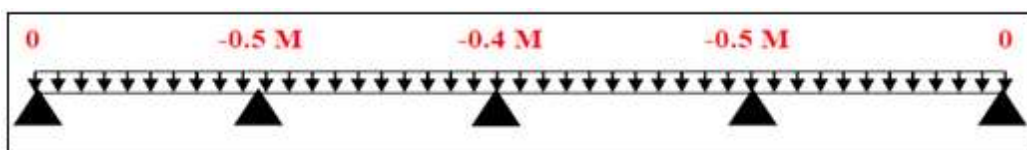


Figure III.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

A.2.3. L'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées

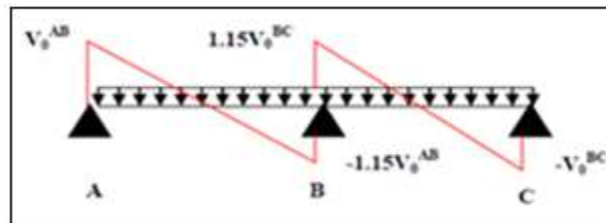


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

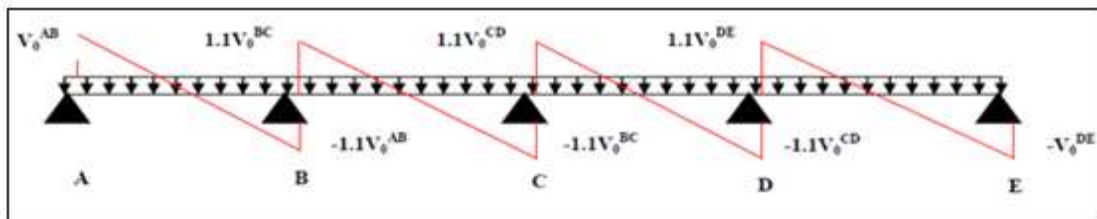


Figure III.5. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

NB : Si l'une des 4 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

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

B.1.Exposé de la méthode :

1. Moment sur appuis :

$$* M_a = 0,2M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

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

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

2. Moment en travée :

$$x = \left(\frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0} \right) l$$

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

Avec :

M_0 : 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 considéré.

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

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

$l' = l$ pour une travée de rive.

$l' = 0.8l$...pour une travée intermédiaire.

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

3. 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.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3.2.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

➤ Plancher terrasse :

$$G=6,50 \times 0,65=4,22 \text{ kN/ml}$$

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

➤ Plancher étage courant :

$$G=5,4 \times 0,65=3,51 \text{ kN/ml}$$

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

a. Combinaison des charges :

➤ Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U : } p_u=1,35G+1,5Q=6,67 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } p_{\text{ser}}=G+Q=4,87 \text{ kN/ml}$$

➤ Plancher étage courant :

$$\text{E.L.U : } p_u=1,35G+1,5Q=6,2 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } p_{\text{ser}}=G+Q=4,49 \text{ kN/ml}$$

Tableau III.3 : Résultat des charges revenant aux poutrelles

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Qu (kN/m ²)	Qs (kN/m ²)	Pu (kN/m)	Ps (kN/m)
Terrasse	6.50	1	10,261	7.5	6.67	4.87
Etage courant	5.4	1.5	9.538	6.89	6.2	4.49

Les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées. Nous avons (04) types de poutrelles :

1-Poutrelles à une travée :

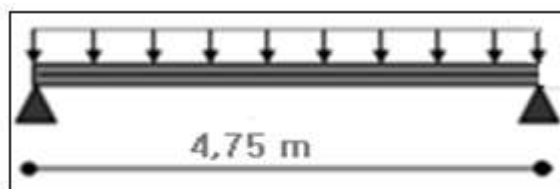


Figure III.6. Poutrelles à une travée

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Type : à (01) travée

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Tableau récapitulatif des efforts à une travée

Travée	Portée réelle (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Abscisses		Effort tranchant (KN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	a	B	ELU		ELS	
									T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	4,75	A	-5,79	-4,23	19,28	14,06	2,37	2,37	-27,59	27,59	-20,13	20,13
		B	-5,79	-4,23								

2-Poutrelle à deux travées

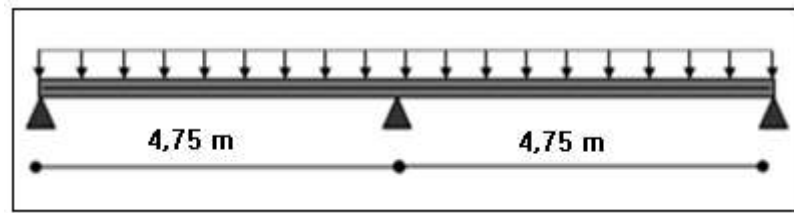


Figure III.7. Poutrelle à deux travées

Type : à (02) travées

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées

Travée	Portée réelle (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Abscisses		Effort tranchant (kN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	a	b	ELU		ELS	
									T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	4,75	A	-5,79	-4,23	19,28	14,06	2,16	2,58	-24,93	29,81	-18,19	21,75
B-C	4,75	B	-17,39	-12,69	21,17	15,44	2,58	2,16	-29,81	24,93	-21,75	18,19
		C	-5,79	-4,23								

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

3-Poutrelle à trois travées :

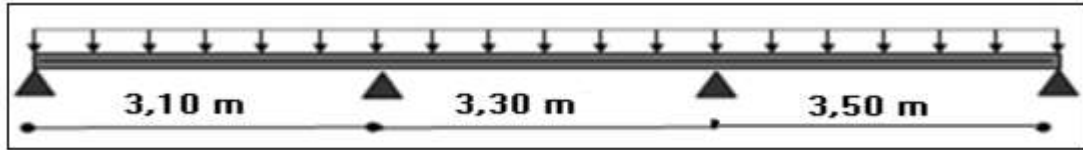


Figure III.8. Poutrelle à trois travées

Type : à (03) travées

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.6. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées

Travée	Portée réelle (m)	Appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Abscisses		Effort tranchant (kN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	a	b	ELU		ELS	
									T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	3.1	A	-2,46	-1,80	8,21	5,99	1,44	1,65	-16,73	19,12	-12,21	13,95
B-C	2.7	B	-6,17	-4,50	7,90	5,76	1,60	1,69	-18,64	19,67	-13,60	14,35
C-D	3.1	C	-7,87	-5,74	10,47	7,63	1,86	1,63	-12,69	18,89	-9,13	13,78
		D	-3,14	-2,29								

Poutrelles à six travées :

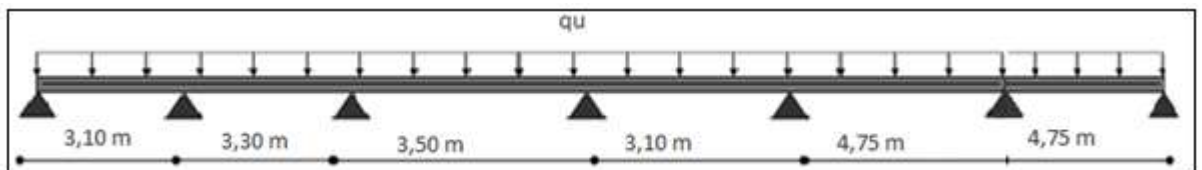


Figure III.9. Poutrelles à six travées

- $Q \leq \text{Min}(2 \times 5,40, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3,10/3,30 = 0,93$ compris entre 0,8 et 1,25 vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3,30/3,50 = 0,94$ compris entre 0,8 et 1,25 vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3,50/3,10 = 1,12$ compris entre 0,8 et 1,25 vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3,10/4,75 = 0,65$ compris entre 0,8 et 1,25 non vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4,75/4,75 = 1$ compris entre 0,8 et 1,25 vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- F.N P

vérifiée

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire non vérifiées ; donc on applique la méthode de CAQUOT pour le calcul.

Calcul des efforts internes :

Tableau.III.7. Les efforts internes

Méthode de CAQUOT			
q_u chargé	q_s chargé	q_u déchargé	q_s déchargé
10,28	7,50	8,77	6,50

Tableau III. 8. Tableau récapitulatif des efforts à six travées

Travé	Porté réelle (m)	Porté fictive (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment entravée(KN.		Effort tranchant (kN)			
								ELU		ELS	
				ELU	ELS	ELU	ELS	T_w	T_e	T_w	T_e
A-B	3,10	3,10	A	-2,47	-1,80	5,55	4,02	13,63	-18,40	9,94	-13,43
B-C	3,30	2,64	B	-10,15	-7,41	5,23	3,76	17,31	-16,66	12,63	-12,15
C-D	3,50	2,80	C	-8,97	-6,54	7,54	4,47	18,11	-17,88	13,21	-13,05
D-E	3,1	2,48	D	-8,52	-6,22	2,21	1,53	14,58	-17,53	10,62	-12,80
E-F	4,75	3,80	E	-15,50	-9,85	11,72	8,45	22,80	-26,38	16,62	-19,26
F-G	4,75	4,75	F	-18,48	-16,72	13,58	9,83	28,71	-21,04	20,44	-15,34
			G	-5,80	-4,23						

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 :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 21,17 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 18,48 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 29,81 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 15,44 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 16,72 \text{ kNm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$T_{ser}^{max}=21,75kN$$

a. Ferrailage en travée :

$h=20\text{ cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 58,95\text{ kNm}$$

On a: $M_{tu}=21,17\text{ kN.m} < M_{tab}=58,95\text{ kN.m}$

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

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

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

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

Tableau.III.9. Tableau récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée

$M_{tu}(kN.m)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	A	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
21,17	0,071	Oui	0	0,092	17,33	Oui	10‰	348	3,51

▪ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,41\text{cm}^2 ; 3,51\text{cm}^2\} = 3,51\text{ cm}^2$$

Choix : 2T14+1T12 ($A_s=4,21\text{cm}^2$)

b. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max}=18,48\text{kNm} < M_{tab}=58,95\text{kNm}$

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

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.10. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{au}(kN.m)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	A	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
18,48	0,062	Oui	0	0,081	17,41	Oui	10‰	348	3,05

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26cm^2$$

$$A_s = 3,05 cm^2 > A_s^{\min} = 0,26cm^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3,08cm^2$)

III.3.2.4. Vérifications :

a. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 29,81 kN$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 1,38MPa < \bar{\tau}_u$$

Au voisinage des appuis :

▪ **Appuis de rives :**

Vérification de la compression du béton :

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

Avec : $T_u = 24,93 kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{24,93 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,28MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \quad CV$$

• **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,05cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,93cm^2 \quad CV$$

▪ Appuis intermédiaires :

• Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{29,81 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,53 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad CV$$

▪ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,82 \text{ cm}^2 \quad CV$$

b. 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.

▪ 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 :

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

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

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

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

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

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

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

Tableau.III.11. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M_{ser}(kN.m)	A_s(cm²)	A'_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	15,44	4,52	0	3,80	7873,26	4,76	Vérifiée
Appuis	16,72	3,93	0	4,86	12317,50	6,59	Vérifiée

c. Vérification de la flèche :

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

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

Avec:

h=20cm; b₀=12cm; d=18cm; L=4,75m; M_{tser}=15,44kNm; T_u^{max}=29,81kN; A_s=4,52cm²; f_e=400MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,04 < 0,0625$ *non _ vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,02 > 0,0105$ *non _ vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,04 < \frac{9,83}{10 \times 10,54} = 0,093$ *non _ vérifiée*

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

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

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,95 \text{ cm} \quad (L = 4,75 \text{ m})$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

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

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

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

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

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

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + 0,4 \lambda_v \mu}$$

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.12. tableau 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)
15,44	4,52	5,56	0,021	189,77	1,95	0,78	0,79	26193,02	11341,20	23114,94

- **Calcul des modules de déformation :**

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

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

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

▪ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 9,55 \text{ mm} \quad (L = 4,75 \text{ m})$$

▪ Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 14,06 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 4,51 \text{ mm} < \bar{f} = 9,5 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

III.3.2.5. 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 » :

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

« RPA99 modifié en 2003 »

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

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,69 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,69 \text{ cm}$$

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

Selon le « BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.06cm \\ \bullet S_t \leq 19.44cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012cm \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA99 modifié en 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036cm & \\ \bullet S_t \leq 6cm & \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12cm & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0.57cm^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \Rightarrow S_t \leq 15.83cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 6cm & \text{Zone nodale} \\ S_t = 12cm & \text{Zone courante} \end{cases}$$

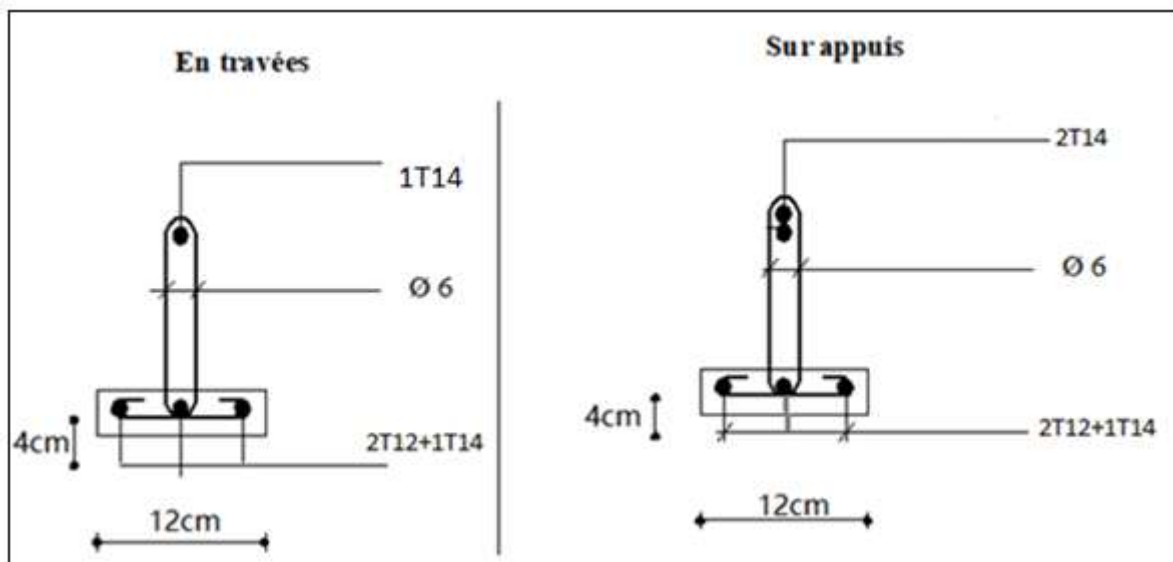


Figure III.10. Disposition constructive des armatures des poutrelles

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3.4 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.

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

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65cm$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR) ; $A_2 = \frac{A_1}{2}$

$f_e=235MPa$ (quadrillage de TS.TIE235 $\rightarrow \varnothing \leq 6mm$)

On a : $L=65cm$

Donc on obtient : $A_1=1,1cm^2/ml$; $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,55cm^2$

On prend : $6 \varnothing 5=1,18cm^2$

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

Armatures de répartitions :

Soit : $6 \varnothing 5=1,18cm^2 \rightarrow S_t=20cm$

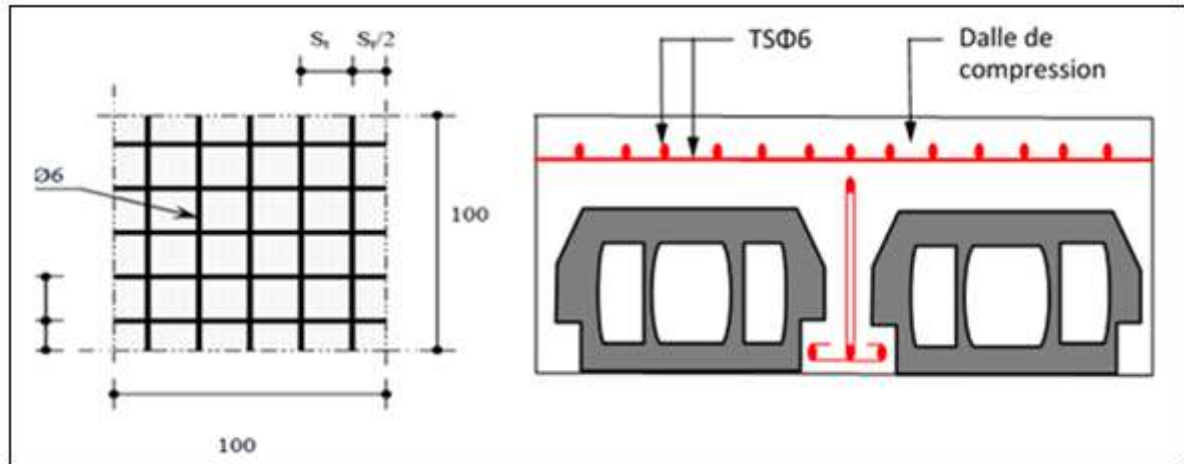


Figure III.11. Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4 Plancher a dalle pleine

III.4.1 Définition

Les dalles pleines sont des éléments horizontaux en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cet élément est appuyé sur les poutres, et il travaille dans une seule ou deux directions. Dans notre bâtiment on a deux types de dalle :

- ✓ Dalle appuyée sur 04 appuis
- ✓ Dalle appuyée sur 03 appuis

Deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul des moments dans les deux sens :

- ◆ Abaque de Pigeaud
- ◆ L'annexe F3 des règles **CBA93**

L'étude se fera pour une bande de 1m dans les deux sens, pour le calcul on va utiliser la méthode donnée par le **CBA93** qui consiste à déterminer les moments de flexion.

Principe de la méthode

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x/l_y$) mesuré entre nus d'appuis, et du coefficient de poisson ν du matériau, les tableaux de **BARES** nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y , le calcul se fait à l'ELU avec $\nu=0$ et à l'ELS avec $\nu=0.2$

III.4.2. Pré dimensionnement de la dalle pleine

- Epaisseur de la dalle : $e = 15\text{cm}$: (voire chapitre II)

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{475}{475} = 1$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ Dalle continue travaille dans les deux sens

III.4.2.1 Détermination des charges et surcharges

a. Charge permanente et d'exploitation

Plancher terrasse : $G = 7,35 \text{ kN/m}^2$: $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant : $G = 6,29 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

b. Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

E.L.U : $p_u = 1,35G + 1,5Q = 11,42 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $p_{ser} = G + Q = 8,35 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant :

E.L.U : $p_u = 1,35G + 1,5Q = 10,74 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $p_{ser} = G + Q = 7,79 \text{ kN/m}^2$

III.4.2.2 Détermination des moments :

▪ Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

▪ Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{D'après le BAEL 99.} \begin{cases} \alpha = 1 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.041 \times 11,42 \times 4,75^2 = 10,56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.911 \times 10,56 = 6,69 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

- Pour une bande de 1m

M_{t_x}, M_{t_y} Moment flexion en travée dans le sens L_x, L_y , respectivement.

$$M_{t_x} = 0.75.M_x = 0.75 \times 10,56 = 7,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75.M_y = 0,75 \times 6,69 = 5,02 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{aX} = -0.5.M_x = -0.5 \times 10,56 = -5,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{aY} = -0.5.M_y = -0.5 \times 6,69 = -3,35 \text{ KN.m}$$

III.4.2.3. Calcul de la section d'armature

$$b = 100 \text{ cm} , h = 15 \text{ cm} , d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\diamond \phi_{MAX} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{MAX} = 14 \text{ mm}$$

$$\diamond \mu = \frac{M_{t_x}}{\sigma_b . b . d^2}$$

$$dy = dx - \frac{(\phi_x - \phi_y)}{2}$$

On suppose que nous utilisons des $\phi 12 \Rightarrow dy = 12.3 \text{ cm}$

Condition de non fragilité

$$A_{\min x} = \rho_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} . b . dx$$

$$\diamond \text{ avec : } P_0 = 0,8\% (FeE 400) , \alpha = 0.96$$

$$A_{\min x} = \frac{0.8.(3 - \alpha)}{2.1000} . 100 . 13,5 = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} . b . dy$$

$$\diamond \text{ avec : } P_0 = 0,8\% (FeE 400) , \alpha = 0.96$$

$$A_{\min y} = \frac{0.8.(3 - \alpha)}{2.1000} . 100 . 12.3 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\diamond \text{ Espacement : } e = \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33$$

Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens X		Sens Y	
	En travée	sur appui	En travée	sur appui
Mu (kn.m)	7,92	5,28	5,02	3,35
μ	0.03	0.02	0.019	0.013
α	0.04	0.025	0.024	0.017
Z (cm)	13.28	13.36	13,37	13,40
As (cm ²)	1.71	1,13	1,07	0,71
As min (cm ²)	1.1	1.1	1	1
choix	4T12	4T12	4T12	4T12
As choisie	4.52	4.52	4.52	4.52
St(cm)	25	25	25	25

III.4.3.Vérification :

a. Calcul de l'effort tranchant

$$\text{Sens } L_x : V_x = \frac{P.L_x.L_y}{3L_y} = \frac{11.42 \times 4.75 \times 4.75}{3 \times 4.75} = 18,08 \text{ KN}$$

$$\text{Sens } L_y : V_y = \frac{P.L_x.L_y}{(2L_y + L_x)} = \frac{11.42 \times 4.75 \times 4.75}{2 \times 4.75 + 4.75} = 18,08 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_u = V_x = V_y = 18,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \text{Min}(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18,08 \times 10}{100 \times 13,5} = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

b. Etat limite de service

$$P_s = 8,35 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} \alpha = 0.96 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{cases}$$

Donc :

$$M_x = 0.0475 \times 8.35 \times 4.75^2 = 8,94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.939 \times 8,94 = 8,39 \text{ KN.m}$$

D'après **BAEL99 (p-68)**.... [1] on a :

▪ **Moment en travée :**

$$M_{t_x} = 0.75.M_x = 6,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75.M_y = 6,29 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = -0.5.M_x = -4,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5.M_y = -4,20 \text{ KN.m}$$

▪ **Position de l'axe neutre :(sens X)**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \cdot \frac{A_s}{b} = 15 \cdot \frac{4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0.678 \times 13.5 = 18.30 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 18.30} = 3.65 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15.A_s.(d - Y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3.65)^3 + 15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6,71 \cdot 10^6}{8199.03 \cdot 10^4} = 0,0818 \text{ N} / \text{mm}^3$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0,0818 \times 36,5 = 2,98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

▪ **Position de l'axe neutre :(sens Y)**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A_s}{b} = 15 \frac{4,52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 18,30 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 18,30} = 3,65 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15.A_s.(d - Y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3,65)^3 + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6,29 \times 10^6}{8199,03 \cdot 10^4} = 0,0767 \text{ N/mm}^3$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0,0767 \times 36,5 = 2,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR sont convenables.

❖ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_i}{20.M_x}$$

$$\frac{15}{475} = 0,031 > \frac{7,92}{20 \times 10,56} = 0,037 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

$$2) \frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0034 < 0,005 \dots\dots\dots \text{verifié}$$

- une condition ne pas vérifier donc le calcul de la flèche nécessaire

- Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1]. (art. B.6.5.2) pg 128

$$\text{- Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L = 4,75 \text{ m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

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

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

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.14 : Récapitulatif du calcul de la flèche

	M_{ser} kNm	A_s (cm²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
x-x	6,71	4,52	0,0033	109,96	6,36	2,54	0	30565,8	33622,38	33622,38
y-y	6,29	4,52	0,0033	103,08	6,36	2,54	0	30565,8	33622,38	33622,38

Donc :

- **Sens xx :**

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,14 \text{ cm} \\ f_v = 0,41 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,27 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,27 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,13cm \\ f_v = 0,39cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,26cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,26cm < \bar{f} = 0,95cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

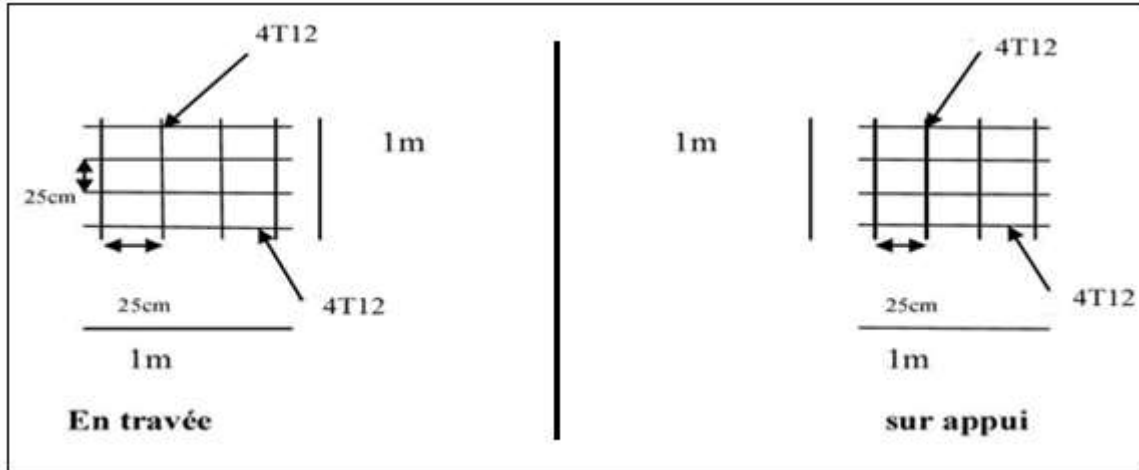


Figure III.12. Ferrailage de la dalle pleine

III.5. Calcul des balcons :

III.5.1. Définition :

Un balcon est un élément d'architecture décoratif dans les constructions à usage d'habitation, il peut être construit en plancher à corps creux ou en béton armé (dalle pleine), ce dernier est encastré dans la poutre, soumise à :

- ♦ Son poids propre.
- ♦ La surcharge d'exploitation
- ♦ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps
- ♦ Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

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

$$e \geq \frac{L}{10} \quad e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Donc on prend **e = 15 cm**

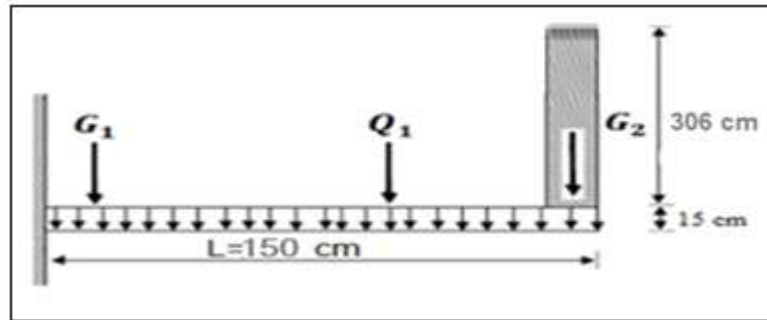


Figure III.13. Représentation des efforts sur un balcon

✓ Charges permanentes :

La charge permanente sera tirée directement du **chapitre II** :

$$G_1 = 5,19 \text{ KN / m}^2$$

✓ Charge du au Poids propre du garde cops :

La charge permanente sera tirée directement du **chapitre II** :

$$G_2 = 2,52 \text{ KN / m}^2$$

✓ Charges d'exploitations :

- Surcharge sur la dalle : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ml}$.

III.5.2. Combinaison des charges :

a) Etat limite ultime

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 3,5 = 12,25 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times G \times h = 1,35 \times 2,52 \times 2,61 = 8,87 \text{ KN/ml}$$

b) Etat limite de service

$$q_s = G_1 + Q_1 = 5,19 + 3,5 = 8,69 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G_2 \times h = 2,52 \times 2,61 = 6,56$$

III.5.3. Détermination des efforts internes :

$$M(x) = - \left[\frac{qx^2}{2} + px \right]$$

$$T(x) = p + qx$$

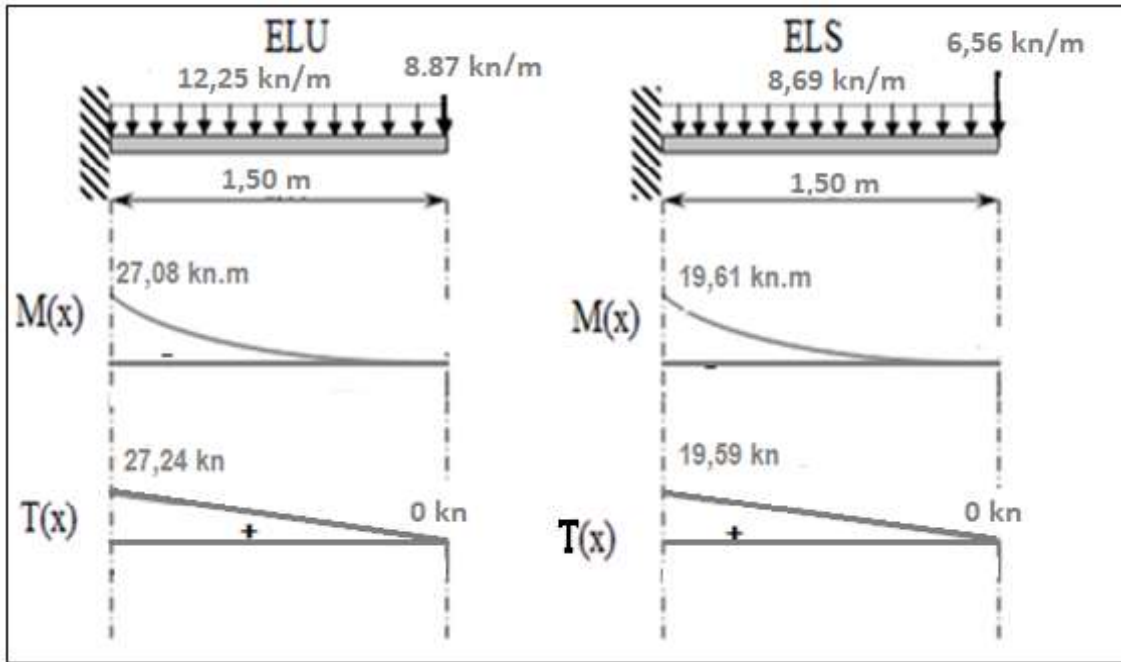


Figure III.14. Diagramme des efforts interne

III.5.4. Ferrailage a L'E.L.U :

Données : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$. $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Tableau III.15. Ferrailage du Balcon.

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	le choix	As (cm ²)
27,08	0,1	OUI	0	0,13	12,79	6,08	6T12	6,79

- **Espacement**

$$St \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = \text{min} (45\text{cm}; 33\text{cm})$$

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

- ❖ **Armatures de répartition**

$$As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 1,69\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}^2$$

On adopte $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$St \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = \text{min} (60\text{cm}; 45\text{cm})$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

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

III.5.5. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$As_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400)$$

$$As_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors : $As_{\text{choisi}} (6,79 \text{ cm}^2) > As_{\min} (1,63 \text{ cm}^2)$

Condition vérifiée.

a. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\max} < \tau_u$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{Tu^{\max}}{bd} = \frac{27,24 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Alors : $\tau_u^{\max} < \tau_u$ —

Condition vérifiée.

c. Vérification vis-à-vis de l'ELS

$$M_{\text{ser}} = 19,61 \text{ KN.m} ; As = 6,79 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} n=15 \\ \eta = 1,6 \text{ (HA)} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \sigma_s = n \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b \\ \text{avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{array}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n As' (y - c') - n As (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n As' (y - c')^2 + n As (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Vérification des contraintes.

M_{ser} (kNm)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
19,61	6,79	4,32	11270,52	7,51	vérifié	239,58	OK

d. Vérification de la flèche

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Donc la fléchées vérifiée vis-à-vis de la déformation

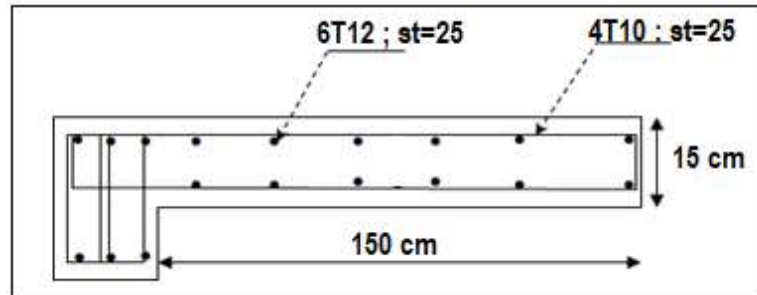


Figure III.15. Schémas de ferrailage de balcon

III.6. Escaliers :

III.6.1 Définition :

- ✓ Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont constitués de dalle inclinée (paillasse) et de dalle horizontale (palier), sont coulés sur place. Pour notre construction on a un escalier à deux volées avec palier intermédiaire.

a. Caractéristiques techniques

Hauteur : $h_e = 3,06 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

$$16 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

Relation de BLONDEL :

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

$$30^\circ \leq \arctan \alpha \leq 35^\circ$$

On prend $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$.

Pour : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow$ on aura **18** contre marches $\Rightarrow$ **9** contre marches par volée

$$\left(\frac{L}{30} = \frac{240}{30} = 8 \right) \text{ Il y a 8 marches dans volées}$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

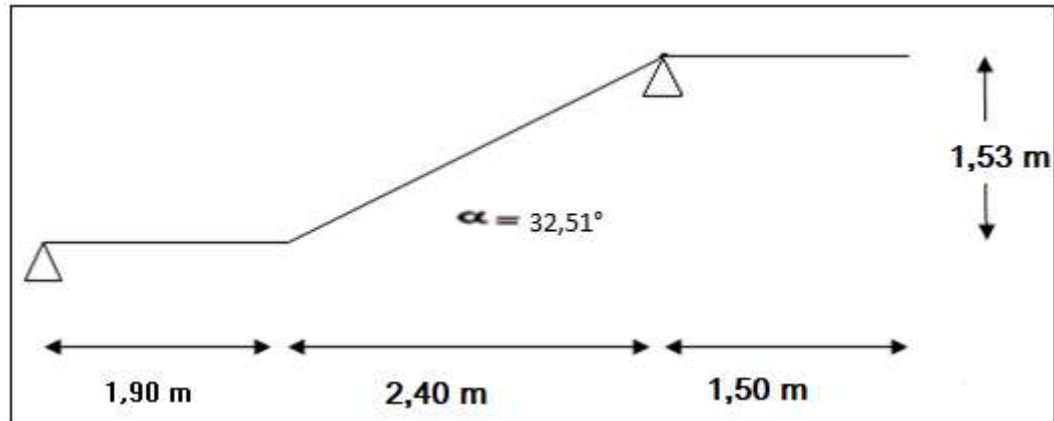


Figure III.16. Schéma statique de l'escalier

L'épaisseur de la paillasse : $e = 21\text{ cm}$

III.6.2. Evaluation Des Charges

a. Palier :

1. Charges permanente : $G_1 = 7,60 \text{ KN/m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

b. volée :

1. Charges permanente : $G_2 = 9,53 \text{ KN/m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

III.6.3. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U} : q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 \quad q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser1} = G_1 + Q_1 \quad q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

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

Tableau III.17. Le chargement de la rampe pour une bande de 1m.

	ELU	ELS
$q_1 \text{ (KN/ml)}$	14,01	10,1
$q_2 \text{ (KN/ml)}$	16,61	12,03

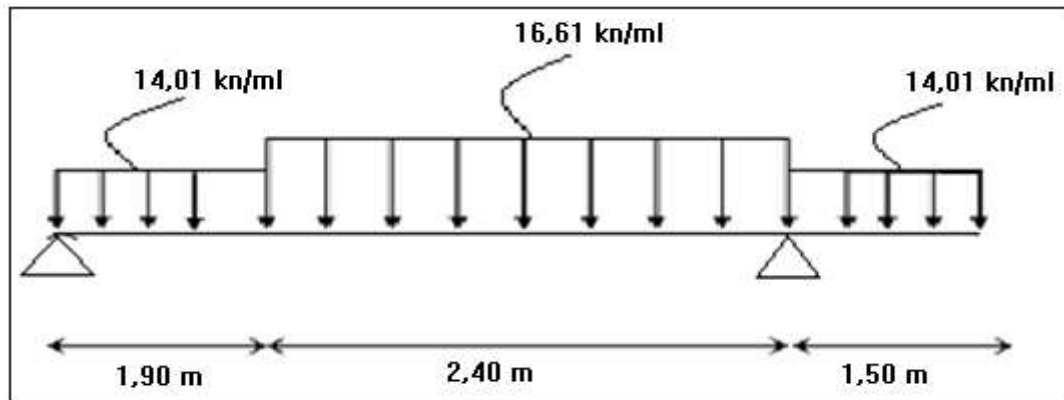


Figure III.17. Chargements à l' ELU

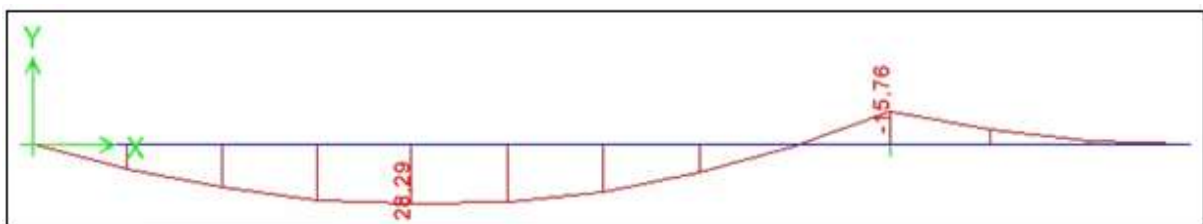


Figure III.18. Diagrammes du moment fléchissant

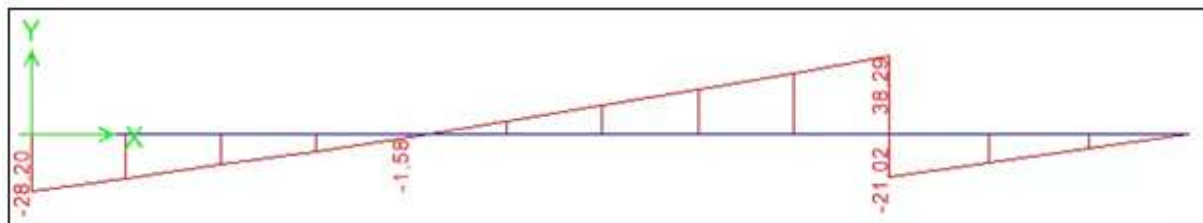


Figure III.19. Diagramme de l'effort tranchant

III.6.4.Ferraillage :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que: b = 100 cm; h = 21 cm
- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (voir annexe)
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 18,9\text{cm}$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; F_e = 400\text{MPa}$$

➤ ELU :

$$M_{u \max} = 28,29 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 38,29 \text{ KN}$$

En appuis :

$$M_a = 0,4 M^{\max} = 11,31 \text{ kn.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

En travée:

$$M_t = 0.8 M^{\max} = 22,63 \text{ kn.m}$$

Tableau.III.18 : Ferrailage de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	22,63	0,04	Oui	0	0,051	18,51	3,51	5T12	5,65
Appuis	11,31	0,02	Oui	0	0,025	18,71	1,73	4T10	3,14

III.6.5.Espacement :

En Travée : $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$ On Prend : Esp :20cm

Sur Appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ On Prend : Esp=25cm

III.6.6.Armature De Répartition :

En Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de **5T8=2,51cm²** avec **S_t=20 cm**

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,78 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2 / ml$

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

III.6.7. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,28 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,28 \text{ cm}^2$ vérifiée

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Sur appui : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,28 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{38,29 \times 10^3}{1000 \times 189} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de la disposition des armatures :

✓ Armatures longitudinal

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ Armatures de répartitions :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,20 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.6.8.Vérification à l'ELS :

• Schéma RDM :

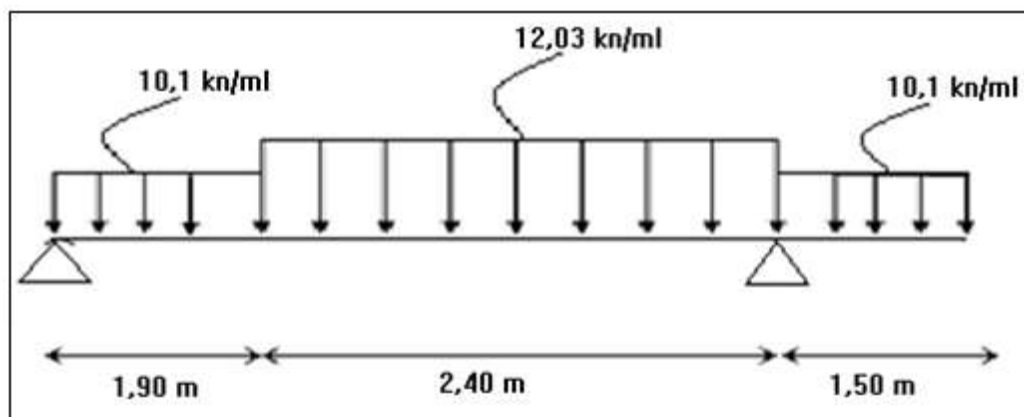


Figure III.20. Chargement à l' ELS.

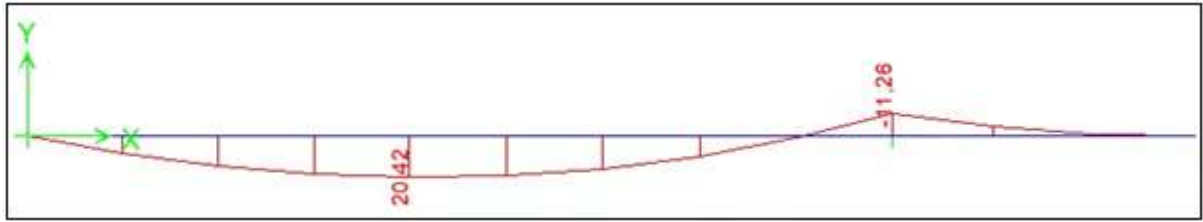


Figure III.21. Diagrammes du moment fléchissant

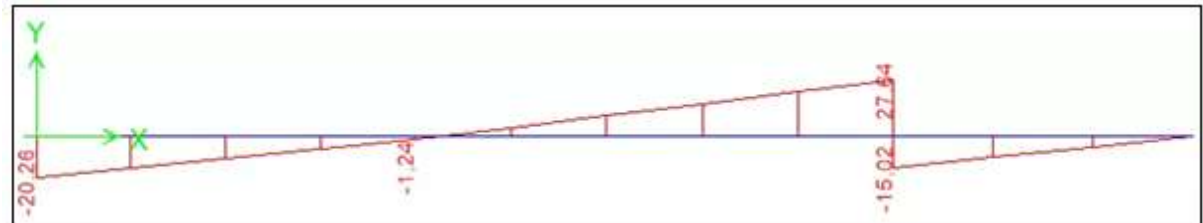


Figure III.22. Diagramme de l'effort tranchant

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

a. Vérification des contraintes du béton :

▪ Position de l'axe neutre :

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

▪ Moment d'inertie :

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

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau.III.19. Vérification à l'E.L.S.

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	16,33	5,65	4,87	18728,96	4,24	Vérifiée
Appui	8,17	3,14	3,46	9025,41	3,13	Vérifiée

b. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bullet \frac{h}{L} = 0,033 < 0,0625 \\ \bullet \frac{A_s}{bd} = 0,003 \leq 0,0105 \\ \bullet \frac{h}{L} = 0,033 \leq 0,1 \end{cases} \begin{matrix} \text{non vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{non vérifiée} \end{matrix}$$

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 1,16 \text{ cm} \end{cases} \quad L = 5,8 \text{ m}$$

c. Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$; $E_v = 10721,40 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.20. Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
16,33	5,65	0.0035	178,41	6	2,4	0,2	52262,49	48978,27	84895,88

Donc : $\left. \begin{array}{l} f_i = 0,15 \text{ cm} \\ f_v = 0,46 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \Delta f_t = f_v - f_i = 0,31 \text{ cm}$

$\rightarrow \Delta f_t = 0,31 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm}$ vérifiée

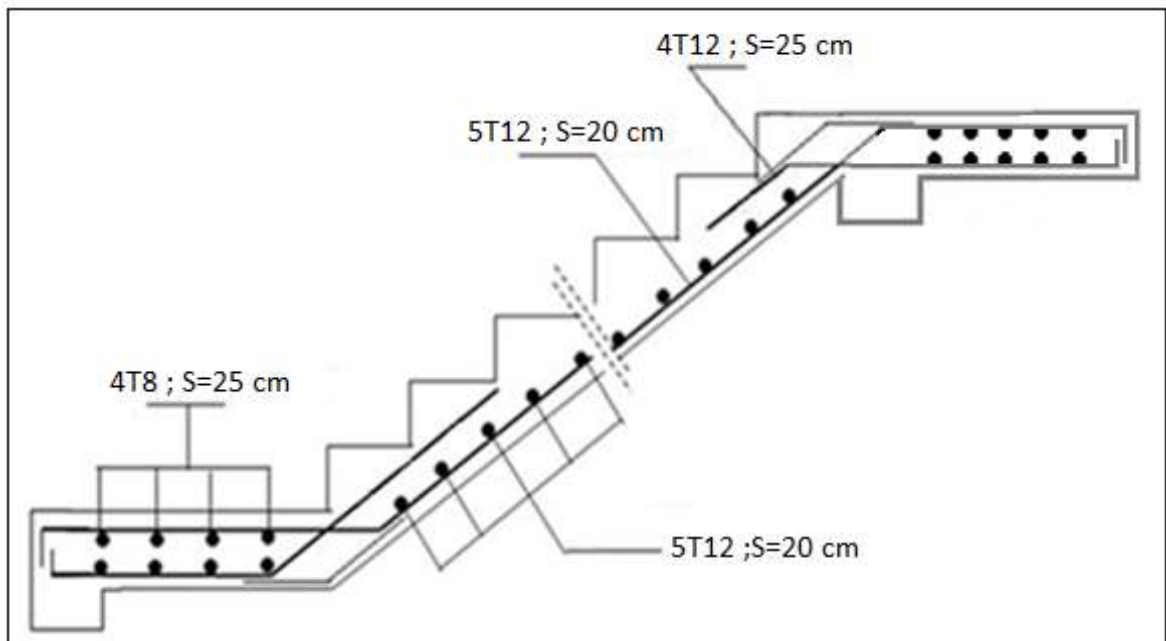


Figure III.23. Schéma de ferrailage.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.7. Etude de la poutre palière :

III.7.1. Introduction :

La poutre palière est prévue pour être support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ses extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple, et uniformément chargée. La sollicitation qui agissant sur la poutre palière est son poids propre et le poids de la maçonnerie.

Charge linéaire provenant du palier

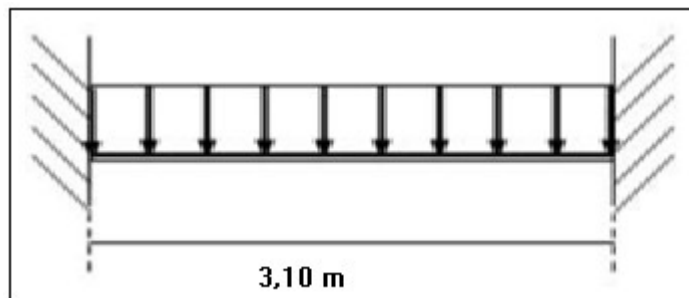


Figure III.24. Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible,

On a : $h = 30\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$; (chapitre II)

Evaluation des charges

La poutre palière est soumise à :

- ◆ Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$.
- ◆ Réaction d'appui provenant de volée et du palier :
 - A l'ELU : $G_{\text{réact}} = 59,30 \text{ KN/ml}$.
 - A l'ELS : $G_{\text{réact}} = 42,65 \text{ KN/ml}$.

➤ Combinaison de charge :

❖ A ELU :

$$q_u = 1,35G_p + G_{\text{réact}} = 1,35 \times 2,25 + 59,30 = 62,34 \text{ KN/m}$$

❖ A ELS :

$$q_s = G_p + G_{\text{réact}} = 2,25 + 42,65 = 44,9 \text{ KN/m}$$

III.7.2. Evaluation des Sollicitations (moments) :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

En travée : $M_u = \frac{qu \times L^2}{24} = \frac{62,34 \times 3,10^2}{24} = 24,96 \text{ KN.m}$

$M_s = \frac{qs \times L^2}{24} = \frac{44,9 \times 3,10^2}{24} = 17,97 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_u = \frac{qu \times L^2}{12} = \frac{62,34 \times 3,10^2}{12} = 49,92 \text{ KN.m}$

$M_s = \frac{qs \times L^2}{12} = \frac{44,9 \times 3,10^2}{12} = 35,95 \text{ KN.m}$

III.7.3. Ferrailage de la poutre palière :

Donnés : $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$; $d = 27 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Tableau.III.21. Ferrailage de la poutre palière

	Mu (KN.m)	μ	A's	α	Z (cm)	As (cm ²)	choix	As adopt
en travée	24,96	0,08	0	0.1	25,92	2,76	3T12	3,39
appuis	49,92	0.16	0	0.22	24,62	5,82	3T12+2T14	6,47

III.7.4. Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} > \frac{0.23b df_{t28}}{f_e} = 0,98 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} \dots \text{vérifié}$

Sur appui : $A_s = 6,47 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} \dots \text{vérifié}$

b. Effort tranchant :

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = 96,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\tau_u = \frac{96,62 \times 10^3}{300 \times 270} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,19 \leq \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.7.5. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 0,85 \text{ cm} \quad ; \quad \phi_t = 8 \text{ mm} \text{ On prend } 3\varnothing 8 \text{ avec } A_t = 1,51 \text{ cm}^2$$

Espacement St :

$$\frac{A_t}{St \times b} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,8 f_e}$$

$$\text{Nous avons : } \frac{A_t}{St} \geq 0,05 \text{ cm} ; St \leq 30,2 \text{ cm.}$$

-zone courante : St = 15 cm

-zone nodale : St ≤ min (0,9 d ; 40 cm) = 24,3 cm

On prend St = 10 cm

a. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \sigma = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Tableau.III.22. Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
Travée	17,97	3,39	8,02	23476,72	6,14	Vérifiée
Appui	35,95	6,47	10,17	36690,91	9,96	Vérifiée

b. Vérification de la flèche :

On peut admettre de ne pas justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_a} \Rightarrow 0,1 > 0,05 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0041 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$
-

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

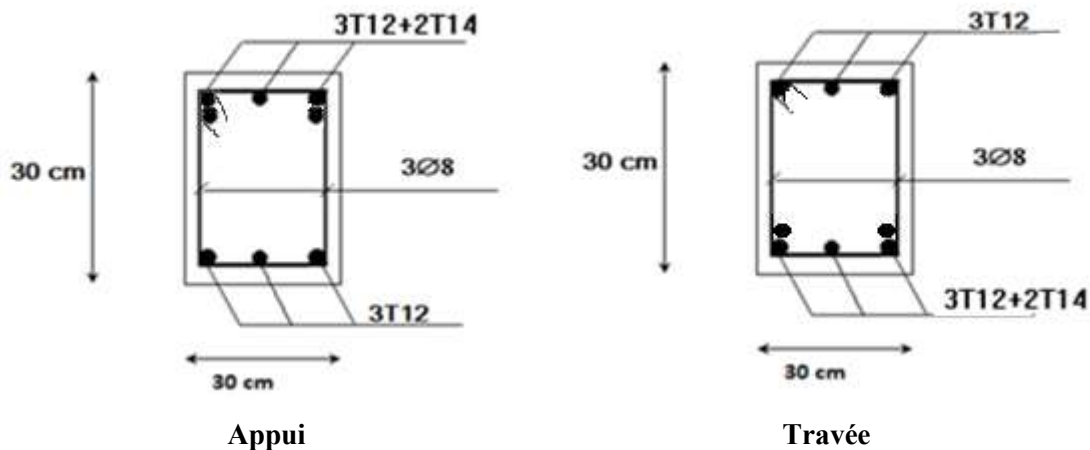


Figure III.25. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8.Dalle machine

III.8.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.8.2.Pré-dimensionnement :

Dimension et $e = 25 \text{ cm}$; (voire chapitre II)

Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes : $G = 56,25 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ (chapitre II)

III.8.3. Combinaison des charges :

- E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ KN/m}^2$
- E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ KN/m}^2$

III.8.4.Calcul des efforts :

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

✓ Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,2} = 0,91 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : (μ_x ; μ_y)

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0733 \Rightarrow M_x = 22,71 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,382 \Rightarrow M_y = 8,68 \text{ kNm} \end{cases}$$

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

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 19,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,38 \text{ KN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 6,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 2,60 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax}; M_{ay}) = 6,81 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.8.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de 1 ml

III.8.5.1. Ferrailage en travée :

a. Dans le sens L_x :

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

Tableau III.23. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).

M _{tx} (kNm)	M	A's(cm ²)	A	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
19,30	0,026	0	0.033	22,20	2,49	4T10	3,14

- Espacement :

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

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens : L_y

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

Tableau III.24. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

M _{ty} (kNm)	M	A's(cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
7,38	0,011	0	0,013	21,39	0,99	4T10	3,14

- Espacement :

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

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,59 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.8.5.2. Ferrailage sur appuis

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

Tableau III.25. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(\text{kNm})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
6,81	0,0094	0	0,011	22,40	0,87	4T10	3,14

- Espacement :**

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

- Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

III.8.6. Calcul des armatures transversales

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

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ T_x &= \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 54,96 \text{ kN} \\ T_y &= \frac{q_u L_x}{3} = 51,62 \text{ kN} \\ T_u^{\max} &= \text{Max}(T_x; T_y) = 54,96 \text{ kN} \\ \tau_u &= \frac{54,96 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \end{aligned}$$

III.8.7. Vérification À L'E.L.S

- a. Vérification des contraintes :**

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

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

Avec :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,91 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0733 \Rightarrow M_x = 16,78 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0,382 \Rightarrow M_y = 6,41 \text{ kN.m} \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 14,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,45 \text{ kN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \max(0,3 M_x; 0,3 M_y) = 5,03 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.26. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	14,26	3,14	4,15	18242,07	3,24	vérifiée	215,17	vérifiée
	(y-y)	5,45	3,14	4,15	18242,07	1,24		82,23	
Appuis		5,03	3,14	4,15	18242,07	1,14		75,9	

a. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} 0,125 > 0,0425 & \text{vérifiée} \\ 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 & \text{vérifiée} \\ 0,00139 < 0,005 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

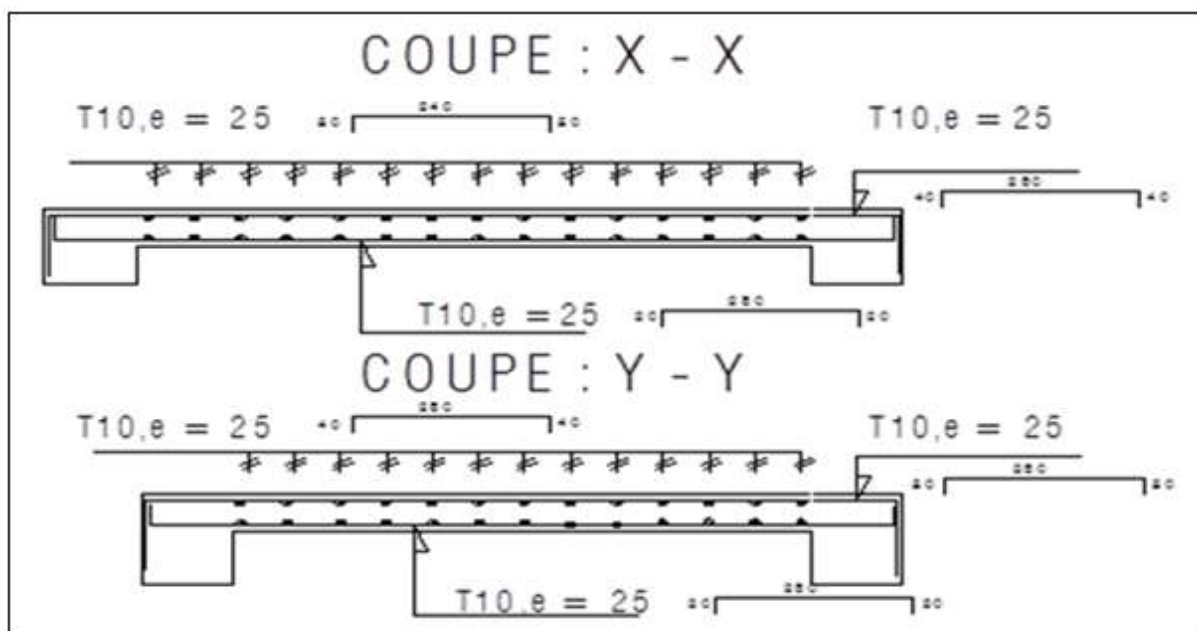


Figure III.26. Ferrailage de la dalle machine

CHAPITRE IV

Etude dynamique

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1. Introduction :

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

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 propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

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 et d'assurer le confort des occupants, Pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le **RPA1999 version 2003 [2]**. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différentes et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) - La méthode statique équivalente.
- b) - La méthode d'analyse modale spectrale.
- c) - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Condition d'application la méthode statique équivalente (A4.1.2./RPA99/03)

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

- Le bâtiment présente une configuration régulière ;
- Zone **III** ;
- Groupe d'usage **2** ;
- La hauteur du bâtiment $H = 31,37 \text{ m} > H = 17 \text{ m}$;

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.3.2 : La méthode modale spectrale : (A4.1.3./RPA99/2003)

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

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 de ces modes soit aux moins égales à 90%.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{sec}$$

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

IV.4 : Modélisation de la structure :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, 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 rigidité de tous les éléments de la structure. Un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS** (**E**xtended **T**hree Dimensions Analysais of **B**uilding

Chapitre IV : Étude dynamique

System).

IV.4.1 : Programme utilisé pour la modélisation :

Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems

Version : **Version 9.7.0**

Entreprise productrice : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA



Figure IV.1 : définition Programme ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte

Chapitre IV : Étude dynamique

implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc.).

Eléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x45) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x40) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux RDC-1 : (50x50) cm ²
	Poteaux étages 2-3 : (45x45) cm ²
	Poteaux étages 4-5 : (40x40) cm ²
	Poteaux étages 6-7 : (35x35) cm ²
	Poteaux étages 8-9 : (30x30) cm ²
Eléments Surfiques (Walls /Slab /Deck Sections)	
Voiles (Walls)	Epaisseur = 20 cm
Dalles Pleines (Slab)	Epaisseur = 15cm
Plancher corps creux (Deck) Epaisseur = 20cm (16 + 4) Dalles pleines	Terrasse : G =6,50 KN/m ² Q =1 KN/m ²
	Etage courant :G = 5,40 KN/m ² ; Q =1,5 KN/m ²
	Terrasse : G =7,45 KN/m ² Q =1 KN/m ²
	Etage courant : G =6,29 KN/m ² ; Q =1,5 KN/m ²

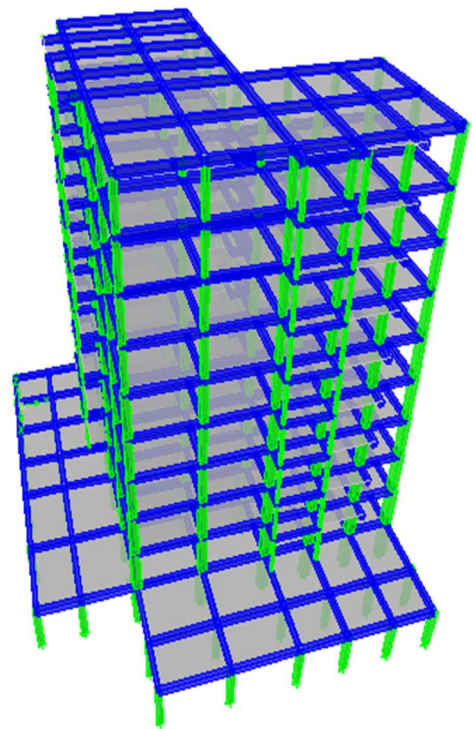


Figure IV.2 : Modélisation 3D de la Super- structure

IV.5 : Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

a) Coefficient d'accélération de zone **A**

$$\left. \begin{array}{l} \text{*zone sismique : III} \\ \text{* groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.25 \quad (\text{tableau 4.1. RPA99v2003})... [3]$$

Coefficient de comportement : R

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement (**tableau .4.3.article 4.2.3 RPA 99/version 2003... [3]**), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement par des voiles (**R=4**).

b) **facteur d'amplification dynamique moyen : D**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA.99v2003 formule.4.2})... [3]$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de **RPA99/version 2003... [3]**.

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 calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Nous choisirons la formule :

Chapitre IV : Étude dynamique

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \dots\dots\dots (\text{RPA. Formule.4.6})\dots [3]$$

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \dots\dots\dots (\text{RPA. Formule.4.7})\dots [3]$$

$$T = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09h_N/\sqrt{D})$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$\Rightarrow h = 31,37\text{m} \quad ; \quad T = 0,05 \times (31,37)^{3/4} = 0,66\text{sec}$$

Dans le sens X :

$$h_N = 31,37\text{m}$$

$$D_x = 29,85\text{m}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{31,37}{\sqrt{29,85}} = 0,52 \text{ sec}$$

Dans le sens Y :

$$h_N = 31,37\text{m}$$

$$D_Y = 26,60 \text{ m}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{31,37}{\sqrt{26,60}} = 0,54 \text{ sec}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = 0,52 \text{ sec.} \\ T_y = 0,54 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$\text{Sol meuble} \longrightarrow \text{site3} \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots 0 < T_x < T2 \\ Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots 0 < T_y < T2 \end{cases}$$

✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

Chapitre IV : Étude dynamique

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{(RPA. Formule.4.3)... [3]}$$

$\xi(\%)$: Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage (**tableau 4.2.RPA**)... [3]

Pour notre cas on prend $\xi=10\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,763$$

Alors :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots 0 < T_x < T_2 \\ Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots 0 < T_y < T_{2\text{sec}} \end{cases}$$

Donc :

$$\longrightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1,84 \\ Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1,80 \end{cases}$$

c) facteur de qualité Q

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{(RPA. Formule.4.4)...[3]}$$

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

Sa valeur est donnée par le **tableau 5.1. (RPA 99/version 2003)**...[3].

Tableau IV.1. Estimation de la valeur du facteur de qualité.

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
Régularité en plan	Non	0	Non	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,1	Oui	0,1

$$Q//xx = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,1) = 1,2$$

$$Q//yy = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,1) = 1,2$$

d) W : poids de la structure :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

W_i Étant donné par :

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

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i » ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Chapitre IV : Étude dynamique

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5 RPA)

Tableau IV.2 : Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 , Hauteur bâtiment < 48m, Zone sismique III	0,25
R	Système de contreventement par des voiles	4
Q	$1 + \Sigma P_q$	1,2
ξ	-	10%
η	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,763
T₁	Site 3	0,15 s
T₂	Site 3	0,50 s

IV.6 : Analyse modale spectrale :

IV.6.1 : Utilisation du spectre de réponse :

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA. Article 4.3.3) ... [3]}$$

Chapitre IV : Étude dynamique

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure, Il est fonction du système de contreventement.

T_1 ; T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

IV.6.2 : Représentation graphique du spectre de réponse :

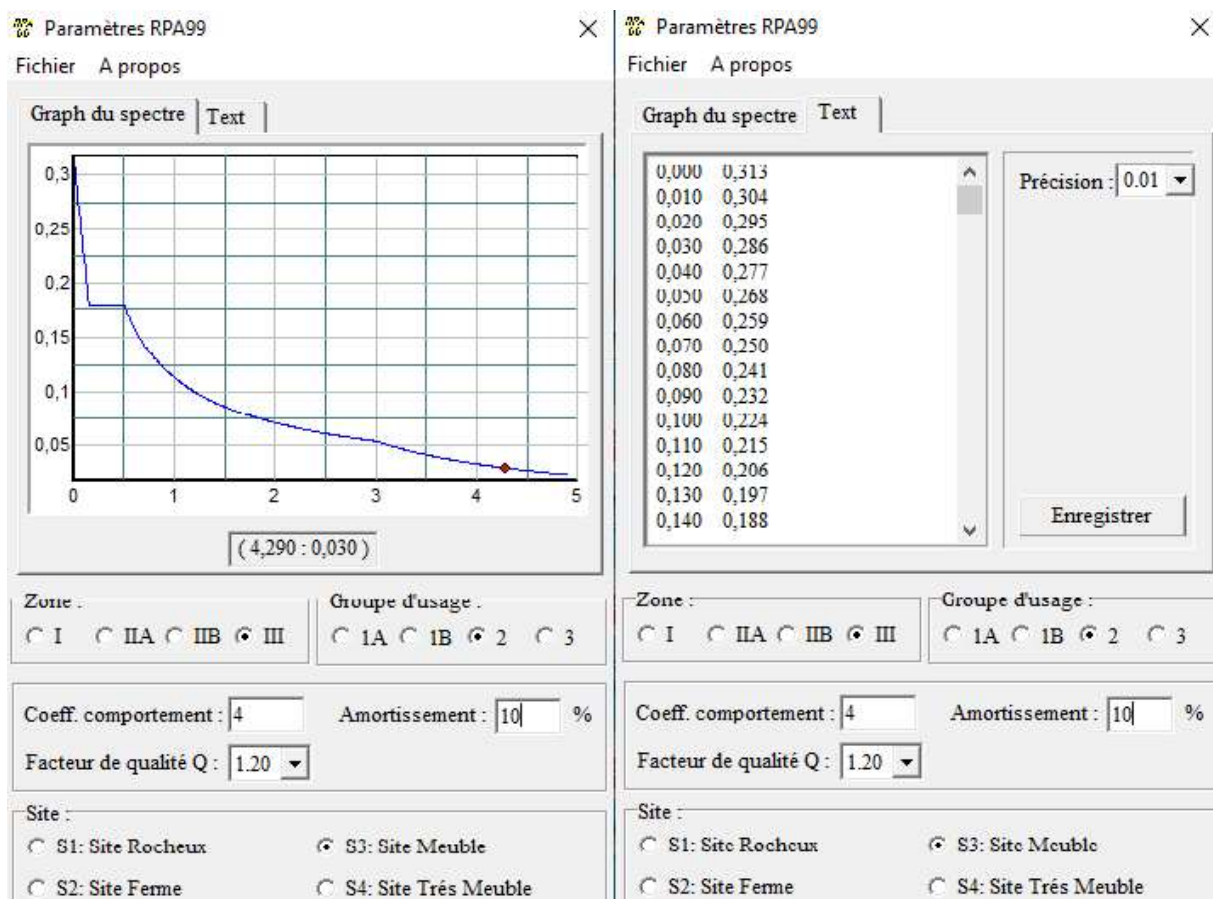


Figure IV.3 : Spectre de réponse

IV.7. Résultats Et Vérification

➤ Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées 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 faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : Le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

IV.7.1 : Vérification exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le **RPA99 /version 2003** exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étage
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

IV.7.2 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

a) Modèle initial (sans voile) :

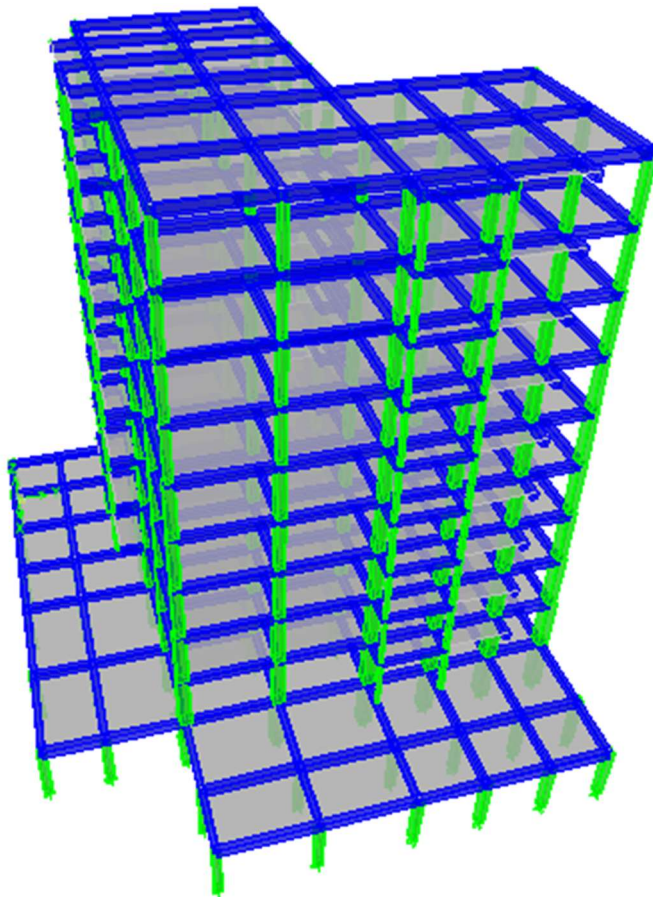


Figure IV.4 : Structure sans voile

Tableau IV.3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,086503	14,4581	4,2896	14,4581	4,2896
2	1,024532	49,5766	6,9542	64,0347	11,2437
3	0,988065	1,8687	54,7747	65,9035	66,0184
4	0,381539	1,626	0,1472	67,5294	66,1656
5	0,319817	5,3359	8,5586	72,8653	74,7242
6	0,305807	8,0334	5,6886	80,8987	80,4129
7	0,222423	0,8006	0,0058	81,6993	80,4187
8	0,160483	2,9471	3,8184	84,6464	84,2371
9	0,152534	0,7583	0,0268	85,4047	84,2639
10	0,150218	3,4831	3,6853	88,8878	87,9492
11	0,114089	0,4677	0,0142	89,3555	87,9633
12	0,100816	3,2853	1,0977	92,6408	89,0611
13	0,093837	0,1183	1,5637	92,759	90,6248
14	0,092691	0,8542	2,5433	93,6132	93,1681
15	0,084367	0,0237	0,0031	93,6369	93,1711

Chapitre IV : Étude dynamique

16	0,080913	0,6581	0,002	94,295	93,1731
17	0,076744	0,2786	0,0582	94,5736	93,2313
18	0,070716	1,8841	0,2628	96,4577	93,494

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T=1,08 sec**,
T calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de **30%**
($1,3 \times 0,52 = 0,676 < 1,08$)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **13^{me}** mode
- Le **1^{er}** mode est un mode de translation diagonal
- Le **2^{ème}** mode est mode de translation diagonal
- Le **3^{ème}** mode est mode de torsion
- ✓ La période de la structure n'est pas vérifiée

b) Deuxième modèle (avec voile) :

Dans le deuxième modèle, montre le premier modèle qui présente le portique, donc on ajoute des voiles de contreventement symétrie dans les angles de notre bâtiment

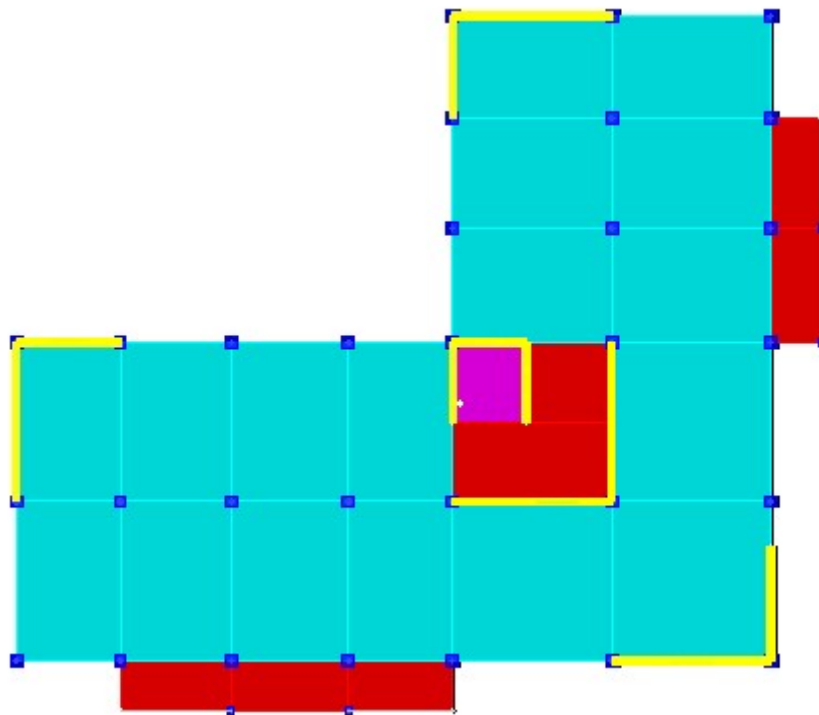


Figure IV.5 : disposition des voiles

Chapitre IV : Étude dynamique

Tableau IV.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,676085	19,6285	41,5369	19,6285	41,5369
2	0,538793	41,7307	16,9248	61,3591	58,4616
3	0,453458	1,2232	3,7685	62,5824	62,2301
4	0,170293	6,9844	12,1802	69,5667	74,4103
5	0,136659	13,1825	6,7758	82,7492	81,1861
6	0,110459	0,5947	1,1519	83,3439	82,3379
7	0,084377	0,0536	0,013	83,3975	82,351
8	0,081743	1,0246	0,2494	84,422	82,6004
9	0,075861	2,6642	5,31	87,0862	87,9104
10	0,06569	4,9563	2,9936	92,0424	90,9039
11	0,05288	0,1176	0,2361	92,16	91,14
12	0,048612	0,4776	0,8384	92,6376	91,9783
13	0,047288	1,4901	0,6348	94,1277	92,6132
14	0,046473	0,7434	0,6314	94,8711	93,2446
15	0,045157	0,0169	0,1574	94,8879	93,4019
16	0,044597	0,0338	0,6985	94,9217	94,1004
17	0,043783	0,5784	1,1864	95,5001	95,2868
18	0,043613	0,1506	0,5183	95,6506	95,8052

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **$T=0,676$ sec**,
 T calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de 30% ($1,3 \times 0,52 = 0,67 > 0,67$)
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{me}** mode
- Le **1^{er}** mode est un mode de translation en diagonal
- Le **2^{ème}** mode est mode de translation en diagonal
- Le **3^{ème}** mode est mode de torsion

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.8. Vérification des périodes

- Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le Tableau :

Tableau IV.5 : Vérification des périodes

	T_{RPA}	T_{ETABS}	$1,3 \times T_{RPA}$	$T_{ETABS} < 1,3 \times T_{RPA}$
X	0,56	0,676	0,676	Oui
Y	0,59		0,76	Oui

IV.8.1 : Correction de coefficient de comportement » :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

- ✓ **Sous charges verticales :**

Tableau IV.6 : Vérification d'interaction sous charges verticale

	Charges reprises (KN)	Pourcentage repris (%)
voiles	22625,9	51,9150
Portiques	20956,65	48,08495

➤ **Conclusion :**

Les voiles reprennent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99).

Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3.5**

c) Troisième modèle :

IV.8.2. Vérification des périodes :

Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le Tableau :

Chapitre IV : Étude dynamique

Tableau IV.7 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,668723	27,5679	35,5782	27,5679	35,5782
2	0,530552	35,7479	27,3846	63,3158	62,9628
3	0,45291	0,0928	0,3853	63,4087	63,3481
4	0,168419	8,1741	10,8107	71,5828	74,1588
5	0,134512	11,9391	8,2177	83,5219	82,3764
6	0,110373	0,4804	0,7208	84,0023	83,0973
7	0,076142	4,1577	4,6826	88,16	87,7798
8	0,06531	4,2517	3,7069	92,4117	91,4867
9	0,052993	0,1014	0,2269	92,5131	91,7136
10	0,048581	0,5667	0,7045	93,0798	92,4181
11	0,04737	1,6884	0,5646	94,7681	92,9827
12	0,046511	0,6775	0,4078	95,4456	93,3905
13	0,04515	0,0326	0,0894	95,4781	93,4799
14	0,044546	0	0,4714	95,4781	93,9513
15	0,043707	0,1449	0,4462	95,6231	94,3975
16	0,043513	0,2782	1,5205	95,9013	95,9179
17	0,043029	0,6705	0,4316	96,5718	96,3496
18	0,042374	0,1772	0,0448	96,749	96,3943

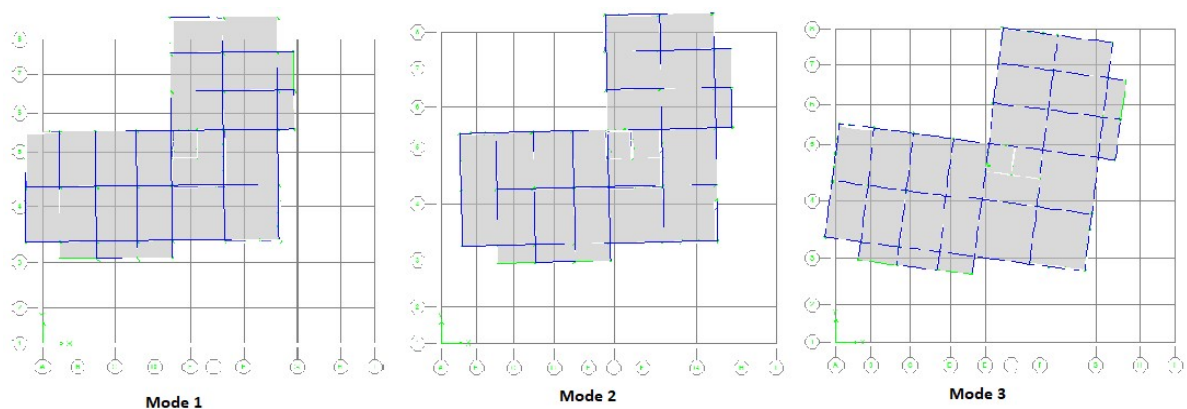
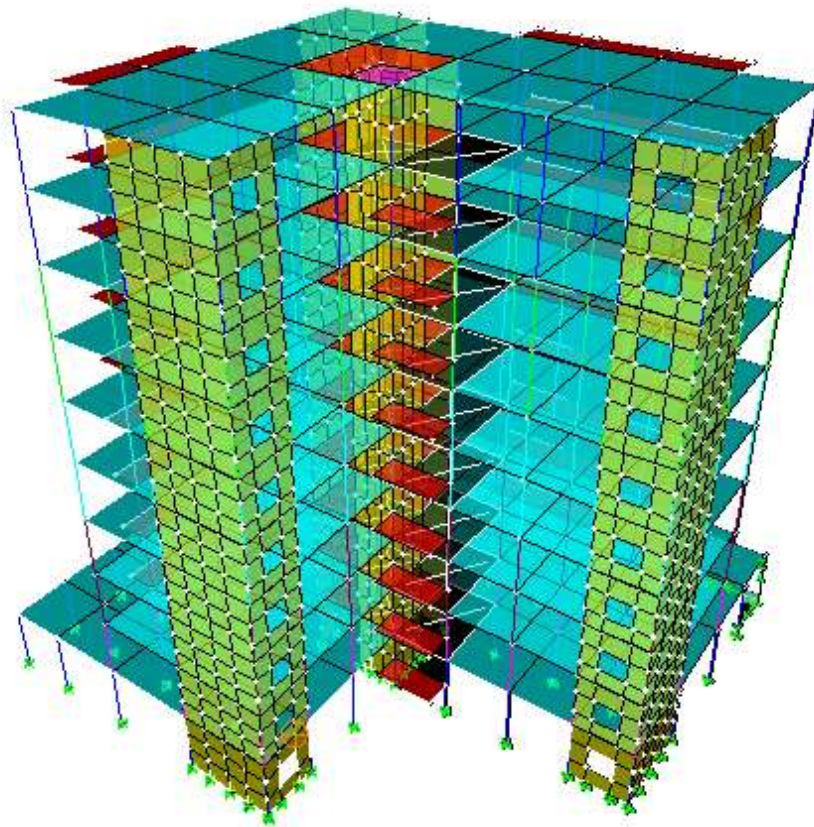


Figure IV.6. : Les 03 premiers modes



L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **$T=0,668\text{sec}$** ,
 T calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de **30%**
 $(1,3 \times 0,52 = 0,676 > 0,668)$
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{me}** mode
- Le **1^{er}** mode est un mode de translation diagonale
- Le **2^{ème}** mode est mode de translation diagonale
- Le **3^{ème}** mode est mode de torsion

IV.8.3. Vérification des périodes :

Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le Tableau :

Tableau IV.8 : Vérification des périodes

	T_{RPA}	T_{ETABS}	$1,3 \times T_{RPA}$	$T_{ETABS} < 1,3 \times T_{RPA}$
X	0,56	0,668	0,676	Oui
Y	0,59		0,76	Oui

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.8.4 : Justification de l'interaction « Voiles-Portiques » :

✓ Sous charges verticales :

Tableau IV.9 : Vérification d'interaction sous charges verticale

	Charges reprises (KN)	Pourcentage repris (%)
Voiles	12943,51	34,5569698
Portiques	24512,06	65,4430302

✓ Sous charges horizontales :

Tableau IV.10 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale

		Sens X		Sens Y	
		Charge reprises (KN)	Pourcentage repris (%)	Charge reprises (KN)	Pourcentage repris (%)
Voiles	Vx (KN)	3380,34	86,698	2423,81	84,176
	Vy (KN)	2932,95	84,305	2760,27	86,360
portiques	Vx (KN)	518,61	13,301	455,62	15,823
	Vy (KN)	546,02	15,694	435,96	13,639

IV.8.5. Vérification de l'effort sismique à la base :

Selon l'article 4.3.6 du **RPA99/V2003**, la résultante des forces sismiques à la base

Vt (V ETABS) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V(VRPA).

Tableau IV.11 : poids de chaque étage et totale du structure

Story	Diaphragme	MassX	MassY	Mass cumulé
STORY10	TERRAS	385,1492	385,1492	385,1492
STORY9	9ETAG	358,6486	358,6486	743,7978
STORY8	8ETAD	373,8236	373,8236	1117,6214
STORY7	7ETAG	385,9069	385,9069	1503,5283
STORY6	6TEAG	390,8054	390,8054	1894,3337

Chapitre IV : Étude dynamique

STORY5	5ETAG	395,7784	395,7784	2290,1121
STORY4	4ETAG	401,2619	401,2619	2691,374
STORY3	3ETAG	406,82	406,82	3098,194
STORY2	2ETAG	412,8886	412,8886	3511,0826
STORY1	1ETAG	688,0249	688,0249	4199,1075

On a $W = WT \times 9,81 = 41193,2446 \text{ KN}$

L'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,157 \times W \\ V_y = 0,154 \times W \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_y = 0,157 \times 41193,2446 = 6467,34 \text{ KN} \\ V_x = 0,154 \times 41193,2446 = 6343,76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort sismique a la base

Sens	VRPA	0,8*VRPA	VETABS	VETABS>0,8*VRPA
X	6467,34	5173,872	5334,4173	Vérifié
Y	6343,76	5075,008	5213,1744	Vérifié

IV.8.6. Calcul du déplacement :

Selon le **RPA99 (Art 4.4.3)**, le déplacement horizontal à chaque niveau

« k » de la structure est calculé par : $\delta k = R \times \delta_{ek}$.

Avec : δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement (**R= 3,5**).

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 ;$$

Avec: $\Delta k < 1\% \times h_e$**RPA99 (Art 5.10).**

Chapitre IV : Étude dynamique

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. (Sens X)

Story	Load	σ (etabs)(m)	R	$\sigma * R$	Δk	1%he	$\Delta < 1\%he$
STORY10	EX	0,02366	3,5	0,08283	0,0099	0,0306	CV
STORY9	EX	0,02082	3,5	0,07289	0,0104	0,0306	CV
STORY8	EX	0,01785	3,5	0,06249	0,0101	0,0306	CV
STORY7	EX	0,01494	3,5	0,05231	0,0104	0,0306	CV
STORY6	EX	0,01197	3,5	0,04191	0,0101	0,0306	CV
STORY5	EX	0,00906	3 ,5	0,03174	0,0091	0,0306	CV
STORY4	EX	0,00644	3 ,5	0,02255	0,0081	0,0306	CV
STORY3	EX	0,00411	3 ,5	0,01438	0,0069	0,0306	CV
STORY2	EX	0,00212	3 ,5	0,00744	0,0047	0,0306	CV
STORY1	EX	0,00078	3 ,5	0,00273	0,0027	0,0323	CV

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages de model finale. (Sens-Y)

Story	Load	σ (etabs)(m)	R	$\sigma * R$	Δ	1%he	$\Delta < 1\%he$
STORY10	EY	0,02458	3 ,5	0,08604	0,01044	0,0306	CV
STORY9	EY	0,02160	3 ,5	0,07560	0,01044	0,0306	CV
STORY8	EY	0,01861	3 ,5	0,06516	0,01093	0,0306	CV
STORY7	EY	0,01549	3 ,5	0,05422	0,01071	0,0306	CV
STORY6	EY	0,01243	3 ,5	0,04351	0,01044	0,0306	CV
STORY5	EY	0,00944	3 ,5	0,03307	0,00967	0,0306	CV
STORY4	EY	0,00668	3 ,5	0,02339	0,00847	0,0306	CV
STORY3	EY	0,00426	3 ,5	0,01492	0,00721	0,0306	CV
STORY2	EY	0,00220	3 ,5	0,00770	0,00497	0,0306	CV
STORY1	EY	0,00078	3 ,5	0,00273	0,00273	0,0323	CV

Donc d'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés. $\Delta k \leq 1\%h \dots \dots \dots CV$

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.8.7. Vérification de l'effet P- Δ :

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 :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δk : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'
- h_k : Hauteur de l'étage 'K'.
- ✓ Si $\theta < 0,10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.
- ✓ Si $0,10 < \theta < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta)$.
- ✓ Si $\theta > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

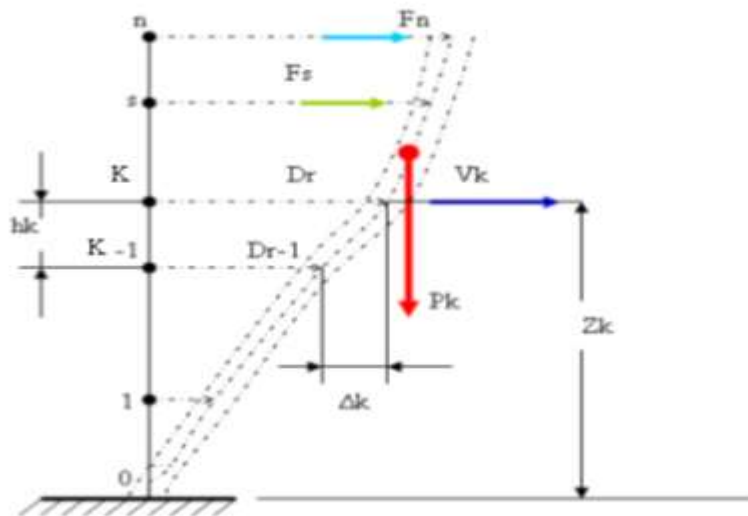


Figure IV.7. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau IV.15. Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle finale sens Ex

Story	MassX	P (KN)	Vx(KN)	he(m)	Δk(m)	θ _{kx}	0,1	θ<0,1
STORY10	385,1492	385,149	1238,506	3,06	0,00994	0,001010	0,1	CV
STORY9	358,6486	743,797	2106,049	3,06	0,01040	0,001200	0,1	CV

Chapitre IV : Étude dynamique

STORY8	373,8236	1503,528	2795,672	3,06	0,01017	0,001788	0,1	CV
STORY7	385,9069	1503,528	3390,740	3,06	0,010404	0,001507	0,1	CV
STORY6	390,8054	1894,333	3892,687	3,06	0,01017	0,001617	0,1	CV
STORY5	395,7784	2290,112	4311,139	3,06	0,00918	0,001594	0,1	CV
STORY4	401,2619	2691,374	4654,742	3,06	0,00816	0,001543	0,1	CV
STORY3	406,82	3098,194	4924,152	3,06	0,00694	0,001428	0,1	CV
STORY2	412,8886	3511,082	5125,221	3,06	0,00470	0,00105	0,1	CV
STORY1	688,0249	4199,107	5334,417	3,23	0,00273	0,00066	0,1	CV

Tableau IV.16. Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle finale sens Ey

Story	MassX	P (KN)	Vy(KN)	he(m)	Δk(m)	θky	0,1	θ<0,1
STORY10	385,1492	385,1492	1219,720	3,06	0,01044	0,00107	0,1	CV
STORY9	358,6486	743,7978	2061,433	3,06	0,01044	0,00123	0,1	CV
STORY8	373,8236	1503,5283	2733,691	3,06	0,01093	0,00196	0,1	CV
STORY7	385,9069	1503,5283	3319,331	3,06	0,010712	0,00158	0,1	CV
STORY6	390,8054	1894,3337	3811,117	3,06	0,01044	0,00169	0,1	CV
STORY5	395,7784	2290,1121	4220,198	3,06	0,00967	0,00171	0,1	CV
STORY4	401,2619	2691,374	4555,333	3,06	0,00847	0,00163	0,1	CV
STORY3	406,82	3098,194	4815,707	3,06	0,00721	0,00151	0,1	CV
STORY2	412,8886	3511,0826	5010,245	3,06	0,00497	0,00113	0,1	CV
STORY1	688,0249	4199,1075	5213,180	3,23	0,00273	0,00068	0,1	CV

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à **0,1** ; Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.8.8 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7.4.3.1) du **RPA 2003** exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Chapitre IV : Étude dynamique

Où :

N : l'effort normal maximal.

B : section brute du poteau.

fc28 : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.17 : Vérification l'effort normal réduit

Niveaux	a(cm)	b (cm)	S (cm ²)	N (kN)	fc28 (kN/cm ²)	U	Neveux Section
RDC	50	50	2500	2020,1	25	0,2244	60x60
1	50	50	2500	1741,8	25	0,23032	55x55
2	45	45	2025	1490,39	25	0,23846	50x50
3	45	45	2025	1270,51	25	0,20328	50x50
4	40	40	1600	1051,94	25	0,20779	45x45
5	40	40	1600	841,28	25	0,16617	45x45
6	35	35	1225	634,97	25	0,15874	40x40
7	35	35	1225	463,06	25	0,11576	40x40
8	30	30	900	317,51	25	0,103676	35x35
9	30	30	900	178,86	25	0,058403	35x35

IV.8.9 : Vérification au renversement :

Afin de s'assurer de la stabilité du bâtiment au renversement, il faut procéder à la vérification suivante :

$$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversant}}} \geq 1,5$$

- Ms : Moment stabilisant → $M_s = W \times L/2$
- Mr: Moment renversement → $M_r = \sum F_i \times h_i$
- W : poids du bâtiment.
- F : force sismique au niveau i.

➤ Moment de stabilité :

Chapitre IV : Étude dynamique

Tableau IV.18 : Centre de masse et moment de stabilité

Diaphragme	Niveaux	M(KN)	centre de Masse		Moment de Stabilité	
			X _G (m)	Y _G (m)	W _i X _G	W _i Y _G
9ET	30,77	385,1492	13,219	14,674	49945,5282	55442,9745
8ET	27,71	688,0249	13,89	12,72	93750,8921	85853,9487
7ET	24,65	412,8886	13,05	14,852	52858,205	60157,0928
6ET	21,59	406,82	13,057	14,847	52109,2361	59252,9547
5ET	18,53	401,2619	13,064	14,843	51424,8584	58427,677
4ET	15,47	395,7784	13,071	14,837	50749,283	57605,93
3ET	12,41	390,8054	13,077	14,833	50134,6153	56866,7698
2ET	9,35	385,9069	13,084	14,828	49532,7097	56135,0519
1ET	6,29	373,8236	13,113	14,79	48088,1184	54238,0287
RDC	3,23	358,6486	13,172	14,733	46343,6109	51835,744
				Somme	544937,057	595816,172

➤ **Les forces sismiques et le moment de renversement :**

Tableau IV.19 : Les forces sismiques et le moment de renversement (F_x.F_y)

Niv	h(m)	W _i *H _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	F _x *h _e (KN.m)	F _y *h _e (KN.m)
9ET	30,77	116258,71	5958,940	5829,398	936,56	916,20	28817,98	28191,50
8ET	27,71	187029,31	10644,96	10413,551	2691,50	2632,99	74581,64	72960,30
7ET	24,65	99843,27	6388,118	6249,245	862,25	843,50	21254,46	20792,41
6ET	21,59	86163,62	6294,226	6157,395	733,17	717,23	15829,25	15485,14
5ET	18,53	72941,107	6208,232	6073,270	612,18	598,87	11343,76	11097,16
4ET	15,47	60063,607	6123,3929	5990,275	497,21	486,40	7691,93	7524,71
3ET	12,41	47577,470	6046,451	5915,007	388,90	380,45	4826,31	4721,39
2ET	9,35	35396,731	5970,663	5840,866	285,71	279,50	2671,39	2613,32
1ET	6,29	23066,747	5783,713	5657,980	180,35	176,43	1134,44	1109,78
RDC	3,23	11364,247	5548,929	5428,300	85,24	83,39	275,35	269,36
Σ	/	739704,837	/	/	7273,11	7115	168426,56	164765,11

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Tableau IV.20 : Vérification de la stabilité au renversement

Sens	M _s	M _r	M _s /M _r ≥1,5	Vérification
x-x	544937,057	168426,563	3,235	CV
y-y	595816,172	164765,115	3,616	CV

Chapitre IV : Étude dynamique

Pour l'effet de torsion accidentelle selon **RPA article 4.3.7 et 4.2.7** on a pris l'excentricité en considération :

$$e = \begin{cases} \pm 5\% \max (L_x ; L_y) \\ \text{excentricité théorique} \end{cases}$$

Tableau IV.21 : Détermination de l'excentricité.

Diaphragme	XM(m)	YM(m)	XR(m)	YR(m)	ex(m)	ey(m)	e = ±5%(29.85)
9ETAG	13,219	14,674	12,812	14,657	0,407	0,017	1,49
8ETAG	13,89	12,72	12,552	13,922	1,338	-1,202	1,49
7ETAG	13,05	14,852	12,24	15,801	0,81	-0,949	1,49
6ETAG	13,057	14,847	12,181	15,518	0,876	-0,671	1,49
5ETAG	13,064	14,843	12,257	15,268	0,807	-0,425	1,49
4ETAG	13,071	14,837	12,374	15,083	0,697	-0,246	1,49
3ETAG	13,077	14,833	12,499	14,945	0,578	-0,112	1,49
2ETAG	13,084	14,828	12,611	14,845	0,473	-0,017	1,49
1ETAG	13,113	14,79	12,704	14,767	0,409	0,023	1,49
RDC	13,172	14,733	12,772	14,708	0,4	0,025	1,49

IV.9. Conclusion :

Les étapes de vérification effectuées pour définir le modèle final conformément aux RPA 99 Version 2003 sont données comme suit :

- Justification du coefficient de comportement de la structure par la vérification du pourcentage des charges horizontales et verticales repris par les voiles et les poteaux
- Vérification du comportement de la structure à savoir la participation massiques et le nombre de modes à considérer.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification du déplacement inter-étage.
- Vérification de l'effet P-Δ de la structure.
- Vérification de la stabilité du bâtiment vis -à -vis le renversement.

La confirmation de ces vérification nous permettre de faire la partie de ferrailage des poteaux, poutres et voiles.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux (Poteaux, Poutres principales et secondaires et les voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations. Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**.

V.2. Section minimales et maximales :

Selon **RPA 99 ver 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sections minimales et maximales « zone III »

Elément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	4.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

V.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de planchers - poutres vers les fondations

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens, soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

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 seront calculées à l'état limite ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables dans les situations suivantes :

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

Tableau V.2. Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V.3.1 : Combinaison d'action :

Pour obtenir les efforts internes nous avons utilisé le logiciel sous les combinaisons suivantes :

Tableau V.3 : Combinaison des charges

	Selon BAEL91	Selon RPA 99v2003
ELU	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	$0,8G \pm E$

Avec : G : Charges permanentes ; Q : Surcharge d'exploitation ; E : Action du séisme.

V3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 article 7.4.2.1 :

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 minimal est : 0,9% de la section ($b \times h$)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ❖ 4% en zone courante
 - ❖ 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50ϕ 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.

V.3.3. Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

$$A_s \min = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

B : section du béton = $b \times h$; ($b = h$ = côtes du poteau, $d = 0,9h$)

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau. A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$).

2-Le moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie

Correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.3.4 : Les sollicitations dans les poteaux :

❖ Situation durable :

- Combinaison ELU : $1,35G + 1,5Q$

a) ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) :

Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveau	Section	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s' socotec	A_s	$A_s^{\min}$ (cm ²)
RDC	60 x 60	-2119,78	0	S.E.C	0.000	0.000	32,4
RDC	35x35	-241,18	0	S.E.C	0,000	0,000	11,025
1	55 x 55	-1839,2	-3,88	S.E.C	0.000	0.000	27,23
2-3	50 x 50	-1601,49	2,28	S.E.C	0.000	0.000	22,5
4-5	45 x 45	-1190,43	2,77	S.E.C	0.000	0.000	18,23
6-7	40 x 40	-796,26	3,56	S.E.C	0.000	0.000	14,4
8-9	35 x 35	-410,22	3,561	S.E.C	0.000	0.000	11,025

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

b) ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveau	Section	$M^{\max}$ (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	As' socotec	As	$As^{\min}$ (cm ²)
RDC	60 x 60	-74,752	-1918,98	S.E.C	0.000	0.000	32,4
RDC	35x35	0	-241,18	S.E.C	0,000	0,000	11,025
1	55 x 55	-74,414	-1707,14	S.E.C	0.000	0.000	27,23
2-3	50 x 50	-43,164	-461,62	S.E.C	0.000	0.000	22,5
4-5	45 x 45	-43,27	-402,19	S.E.C	0.000	0.000	18,23
6-7	40 x 40	-43,817	-235,27	S.E.C	0.000	0.000	14,4
8-9	35 x 35	-40,526	-96,95	S.E.C	0.000	0.000	11,025

❖ Situation accidentelle :

✓ Combinaison : G+Q±E

a) ($N^{\max}$, M^{corr})

Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).

Niveau	Section	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As' socotec	As	$As^{\min}$ (cm ²)
RDC	60 x 60	-3215,12	-96,091	S.E.C	0.000	0.000	32,4
RDC	35 x 35	-194,74	0	S.E.C	0,000	0,000	11,025
1	55 x 55	-2448,79	-61,252	S.E.C	0.000	0.000	27,23
2-3	50 x 50	-1799,34	-52,727	S.E.C	0.000	0.000	22,5
4-5	45 x 45	-1052,26	-44,522	S.E.C	0.000	0.000	18,23
6-7	40 x 40	-635,06	-40,574	S.E.C	0.000	0.000	14,4
8-9	35 x 35	-317,47	-32,513	S.E.C	0.000	0.000	11,025

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

b) ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.7. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveau	Section	$M^{\max}$ (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	As' socotec	As	$As^{\min}$ (cm2)
RDC	60 x 60	-141,191	-3177,84	S.E.C	0.000	0.000	32,4
RDC	35 x 35	2,851	-27,59	S.E.C	0,000	0,000	11,025
1	55 x 55	-155,185	-1735,99	S.E.C	0.000	0.000	27,23
2-3	50 x 50	-143,171	-1204,81	S.E.C	0.000	0.000	22,5
4-5	45 x 45	-134,23	-716,32	S.P.C	0,39	8T6=2,26	18,23
6-7	40 x 40	-107,921	-344,67	S.P.C	4,06	8T14= 12,33	14,4
8-9	35 x 35	-78,68	-100,25	S.P.C	5,83	4T16+4T14= 12,18	11,025

✓ Combinaison : 0,8G±E

a) ($N^{\max}$; M^{corr}) :

Tableau V.8. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$; M^{corr}).

Niveau	Section	$N^{\max}$ (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	As' socotec	As	$As^{\min}$ (cm2)
RDC	60 x 60	-2997,05	-137,982	S.E.C	0.000	0.000	32,4
RDC	35 x 35	-143,74	0	S.E.C	0	0	11,025
1	55 x 55	-2264,65	-66,034	S.E.C	0.000	0.000	27,23
2-3	50 x 50	-1688,72	-48,456	S.E.C	0.000	0.000	22,5
4-5	45 x 45	-916,57	-46,841	S.E.C	0.000	0.000	18,23
6-7	40 x 40	-502,34	-42,186	S.E.C	0.000	0.000	14,4
8-9	35 x 35	-240,71	-36,726	S.E.C	0.000	0.000	11,025

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

b) ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.9. Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveau	Section	$M^{\max}$ (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A_s' socotec	A_s	$A_s^{\min}$ (cm ²)
RDC	60 x 60	-137,982	-2997,05	S.E.C	0.000	0.000	32,4
RDC	35 x 35	2,851	-18,47	S.E.C	0,000	0,000	11,02 5
1	55 x 55	-141,196	-1559,6	S.E.C	0.000	0.000	27,23
2-3	50 x 50	-133,566	-1077,76	S.E.C	0.000	0.000	22,5
4-5	45 x 45	-123,544	-631,14	S.P.C	0,48	8T6= 2,26	18,23
6-7	40 x 40	-97,214	-294,71	S.P.C	3,71	8T14= 12,33	14,4
8-9	35 x 35	-73,72	-121,45	S.P.C	5,07	4T16+4T14= 12,18	11,02 5

V.3.5 : Choix des armatures :

Le choix final des armatures longitudinales est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés

Niveau	Section	choix	A_s^{adop}
RDC	60 x 60	4T20+12T16	36,7
RDC	35 X 35	4T16+4T14	12,18
1	55 x 55	4T20+8T16	28,65
2-3	50 x 50	12T16	24,13
4-5	45 x 45	4T16+8T14	20,36
6-7	40 x 40	8T16	16,08
8-9	35 x 35	4T16+4T14	12,18

V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA article A 4.5.3 :

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 peu nuisible...Pas de vérification.
- ✓ Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$
- ✓ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63MPa$. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison : G+Q**

a- (N^{max} ; M^{corr})

Tableau V.11. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Section	Nser (kn)	Mser (kn.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_s^-	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^-	Obs
RDC	60 x 60	-1555,22	0	S.E.C	59,4	201,63	3,96	15	Vérifié
RDC	35 x 35	-176,62	0	S.E.C	19	201,63	1,27	15	Vérifié
1	55 x 55	-1349,22	-2,88	S.E.C	61,7	201,63	4,13	15	Vérifié
2-3	50 x 50	-1166,84	1,646	S.E.C	64,7	201,63	4,32	15	Vérifié
4-5	45 x 45	-867,46	1,991	S.E.C	59,4	201,63	3,99	15	Vérifié
6-7	40 x 40	-580,49	2,555	S.E.C	51,3	201,63	3,46	15	Vérifié
8-9	35 x 35	-299,55	2,557	S.E.C	35,7	201,63	2,44	15	Vérifié

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

b- ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau V.12. Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.

Niveau	Section	Mser (kn.m)	Nser (kn)	Sollici tation	σ_s (MPa)	σ_s^-	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^-	Obs
RDC	60 x 60	-54,893	-1407,69	S.E.C	69	201.63	4,86	15	Vérifié
RDC	35 x 35	0	-176,62	S.E.C	19	201,63	1,27	15	Vérifié
1	55 x 55	-53,878	-1240,65	S.E.C	75,6	201.63	5,33	15	Vérifié
2-3	50 x 50	-31,266	-339,03	S.E.C	33,7	201.63	2,5	15	Vérifié
4-5	45 x 45	-31,441	-294,26	S.E.C	40,9	201.63	3,09	15	Vérifié
6-7	40 x 40	-31,855	-172,12	S.E.C	50,2	201.63	4,16	15	Vérifié
8-9	35 x 35	-29,489	-71	S.E.C	56,4	201.63	5,3	15	Vérifié

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : selon **CBA93 article A.5.1.1**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{poteau carré}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$\rho_d=0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec : λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_{u-RPA} (Mpa)	τ_{u-BAEL} (Mpa)	Vérification
RDC	60x60	52,18	0,16	13,05	0,075	1,875	3,75	Vérifié
RDC	35x35	7,833	0,0967	32,9782	0,075	1,875	3,75	Vérifié
1^{ere}	55x55	46,79	0,17	13,49	0,075	1,875	3,75	Vérifié
2^{eme}	50x50	38,26	0,17	14,84	0,075	1,875	3,75	Vérifié
3^{eme}	50x50	36,4	0,16	14,84	0,075	1,875	3,75	Vérifié
4^{eme}	45x45	27,75	0,15	16,49	0,075	1,875	3,75	Vérifié
5^{eme}	45x45	27,32	0,15	16,49	0,075	1,875	3,75	Vérifié
6^{eme}	40x40	22,46	0,15	18,55	0,075	1,875	3,75	Vérifié
7^{eme}	40x40	27,88	0,19	18,55	0,075	1,875	3,75	Vérifié
8^{eme}	35x35	21,42	0,19	21,20	0,075	1,875	3,75	Vérifié
9^{eme}	35x35	30,19	0,27	21,20	0,075	1,875	3,75	Vérifié

V.3.8. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

*** Selon le RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \phi_1)$ Zone courante (zone III).

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$L_f = 0.7 L_0$; **CBA article B 8.3.3**

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau V.14. Espacements maximales selon RPA99.

Niveau	Section	Barres	Φ l (mm)	St (cm)	
				Z.N	Z. C
RDC	60x60	4T20+12T16	16	10	16
RDC	35x35	4T16+4T14	14	10	14
1	55x55	4T20+8T16	16	10	16
2-3	50x50	12T16	16	10	16
4-5	45x45	4T16+8T14	14	10	14
6-7	40x40	8T16	16	10	16
8-9	35x35	4T16+4T14	14	10	14

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	Section	Lf (m)	λ_g	ρ_a	Tu (KN)	St (cm)		At ^{cal} cm ²		Amin (cm ²)	Choix
						Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
RDC	60x60	2,26	3,76	3,75	52,18	10	16	0,81	1,3	1,5	4T8
RDC	35x35	2,26	6,45	2,5	7,833	10	14	0,16	0,24	0,86	4T8
1^{ere}	55x55	2,14	3,89	3,75	46,79	10	16	0,79	1,27	1,5	4T8
2^{eme}	50x50	2,14	4,28	3,75	38,26	10	16	0,71	1,14	1,47	4T8
3^{eme}	50x50	2,14	4,28	3,75	36,4	10	16	0,68	1,09	1,48	4T8
4^{eme}	45x45	2,14	4,75	3,75	27,75	10	14	0,57	0,81	1,31	4T8
5^{eme}	45x45	2,14	4,75	3,75	27,32	10	14	0,56	0,79	1,30	4T8
6^{eme}	40x40	2,14	5,35	2,5	22,46	10	16	0,35	0,56	0,98	4T8
7^{eme}	40x40	2,14	5,35	2,5	27,88	10	16	0,43	0,69	0,98	4T8
8^{eme}	35x35	2,14	6,11	2,5	21,42	10	14	0,38	0,53	0,86	4T8
9^{eme}	35x35	2,14	6,11	2,5	30,19	10	14	0,53	0,75	0,86	4T8

V.3.9. Vérification du flambement :

Si l'élancement $\lambda \leq 50$ on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

Lf : longueur de flambement ; Lf = 0,7l₀

I : rayon de giration ; $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie.

B : aire de la section transversale.

L₀ : hauteur du poteau (entre plancher).

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

Pour les poteaux carrés : $\lambda = \frac{Lf \times \sqrt{12}}{a}$

Tableau V.16 : Vérification au flambement

Niveau	Section	B (m ²)	Lf	λ_g	ρ_a	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	60x60	0,36	2,26	3,77	3,75	13,04	C.V
1^{ere}	55x55	0,3	2,14	3,89	3,75	14,47	C.V
2-3	50x50	0,25	2,14	4,28	3,75	14,82	C.V
4-5	45x45	0,20	2,14	4,75	3,75	16,47	CV
6-7	40x40	0,16	2,14	5,35	2,5	18,54	CV
8-9	35x35	0,12	2,14	6,11	2,5	21,18	CV

V.3.10. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{ cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{ cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{ cm}$

V.3.9. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal. $N_u(\text{RDC}) = 2119,78\text{KN}$

- (Poids du poteau..... $0,60 \times 0,60 \times 25 \times 3,23 = 29,07\text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du **RDC** est :

$$N_{u(\text{rdc})} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 2148,85\text{KN}$$

a. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,23 \cdot 10^2}{17,32} = 13,05 < 50$

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$

- $Br = (60 - 3)^2 = 3249\text{cm}^2$

D'où :

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$A_s \geq \left(\frac{2148,85 \cdot 10^3}{0,82} - \frac{3249 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -97,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \quad (\text{Selon le RPA99 version 2003})$$

$$A_s = A_s^{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $8T20+4T16=33,17 \text{ cm}^2$.

b. Vérification à l'ELS :

$$N_{\text{ser(RDC)}} = 1555,22 \text{ KN}$$

- (Poids du poteau..... $0,60 \times 0,60 \times 3,23 \times 25 = 29,07 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du RDC est :

$$N_{\text{ser (rdc)}} = N_{\text{ser(RDC)}} + N_{u1} = 1584,29 \text{ KN}$$

Tableau V.17. Vérification des contraintes des poteaux du RDC.

Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
60x60	1584,29	42,4	201,63	4,62	15	Vérifié

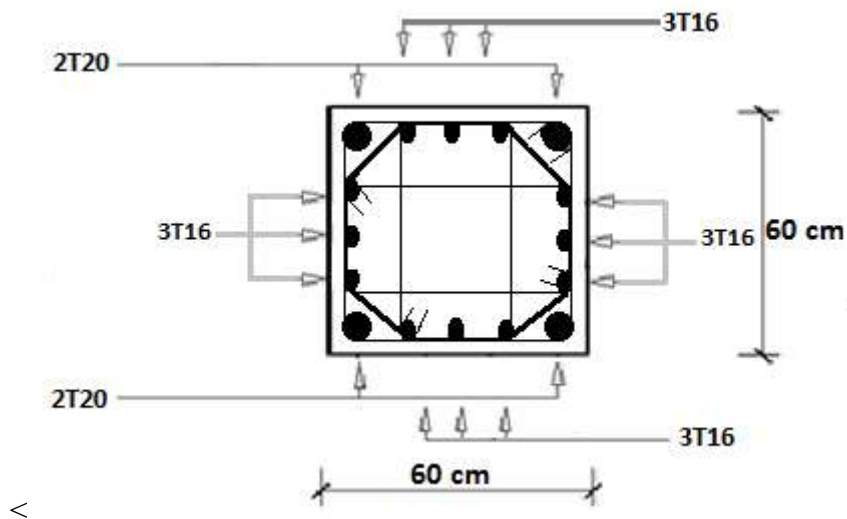


Figure V.1. Schéma de ferrailage de RDC 60x60

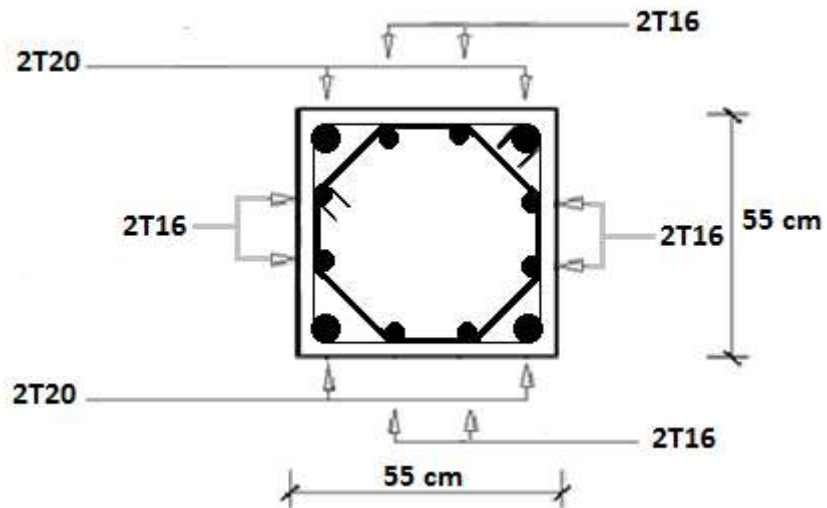


Figure V.2. Schéma de ferrailage de 1^{er} étage 55x55

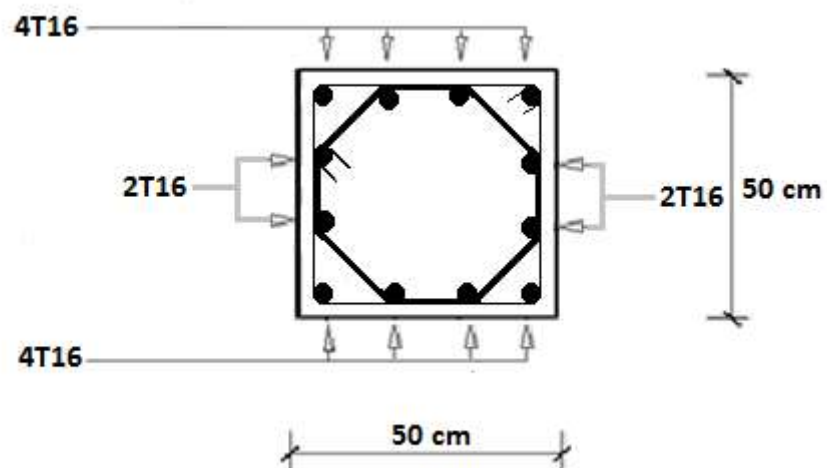


Figure V.3. Schéma de ferrailage de 2^{ème} et 3^{ème} étage 50x50

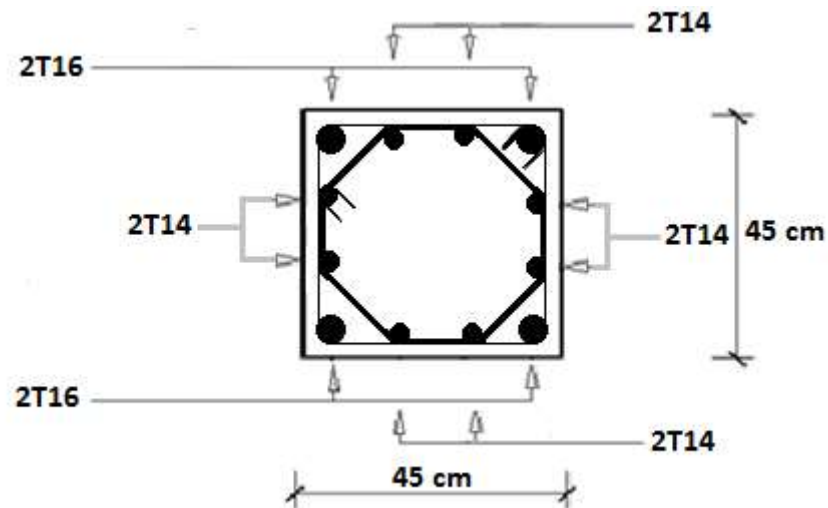


Figure V.4. Schéma de ferrailage de 4^{ème} et 5^{ème} étage 45x45

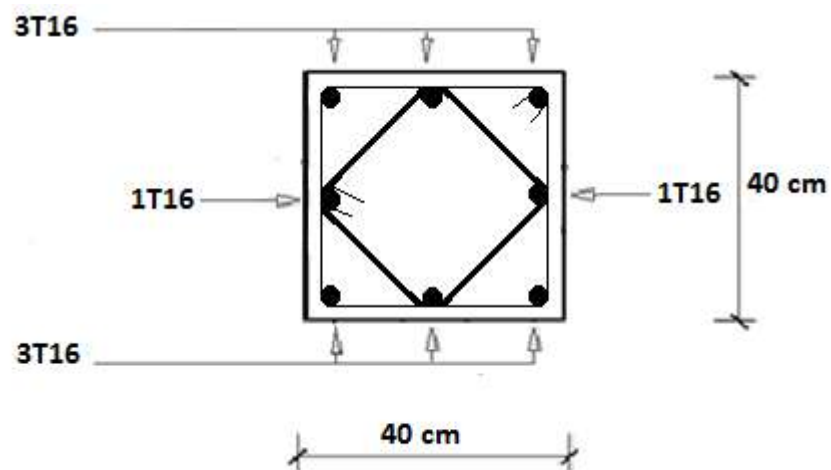


Figure V.5. Schéma de ferrailage de 6^{ème} et 7^{ème} étage 40x40

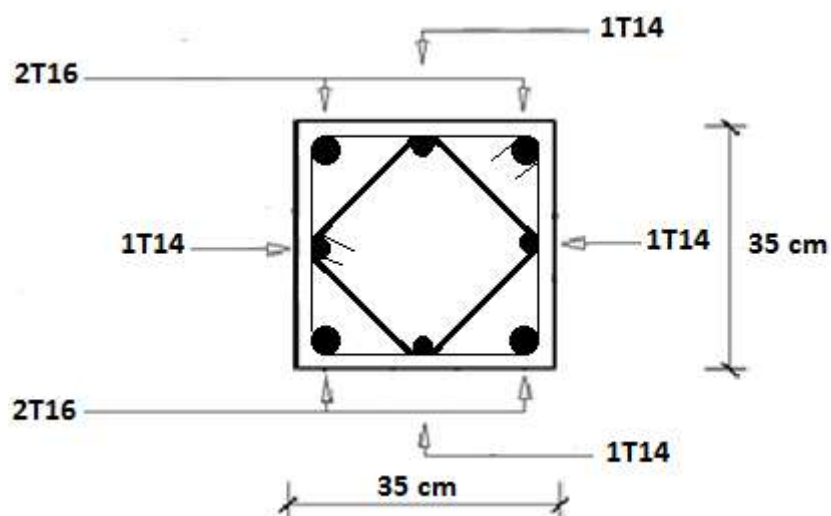


Figure V.6. Schéma de ferrailage de 8^{ème} et 9^{ème} étage et RDC 35x35

V.4. Ferrailage des poutres :

V.4.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armature incorporée, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal d'armature impose par le « **RPA99** » en **zone III**.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul **ETABES**, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** et le **BAEL 91**.

Tableau V.18 : Combinaison des charges

	Selon BAEL91	Selon RPA 99v2003
ELU	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	$0,8G \pm E$

V.4.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1

a- Armatures longitudinales : (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 **50Ø** 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°.

b- Armatures transversales : (RPA99 / version 2003) :

- 1- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$.
- 2- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires est

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$S_t = \min (h / 4 ; 12\phi_l)$$

Avec : ϕ_l : c'est la valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

- 3- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.4.3. Caractéristiques géométriques des sections :

Tableau V.19 : Caractéristiques géométriques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	fc28 (Mpa)	fe (Mpa)
P.P	45	30	4	41	25	400
P.N.P	40	30	4	36	25	400

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

✓ **Poutre principale** : $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$

✓ **Poutre secondaire** : $A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

b) Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

✓ **Poutre porteuse** :

4 % $(b \times h) = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

6 % $(b \times h) = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

✓ **Poutre non porteuse** :

4 % $(b \times h) = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

6 % $(b \times h) = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

V.4.4. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens principal (poutre principale).
- Sens secondaire (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1- Sens principal :

a. Situation durable : ELU

- Combinaison : 1.35G+1.5Q

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

Tableau V.20. Ferrailage des poutres principales (situation durable).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	45 x 30	Travée	75,213	5,67	0
		Appui	-134,15	10,72	0
1^{ère}	45 x 30	Travée	49,66	3,66	0
		Appui	-91,19	6,98	0
2^{ème}	45 x 30	Travée	49,75	3,67	0
		Appui	-93,34	7,16	0
3^{ème}	45 x 30	Travée	50,19	3,71	0
		Appui	-93,02	7,13	0
4^{ème}	45 x 30	Travée	50,81	3,75	0
		Appui	-92,77	7,11	0
5^{ème}	45 x 30	Travée	51,34	3,79	0
		Appui	-92,85	7,12	0
6^{ème}	45 x 30	Travée	52,15	3,86	0
		Appui	-94,97	7,29	0
7^{ème}	45 x 30	Travée	53,01	3,92	0
		Appui	-99,70	7,69	0
8^{ème}	45 x 30	Travée	53,19	3,94	0
		Appui	-103,61	8,02	0
9^{ème}	45 x 30	Travée	63,73	4,76	0
		Appui	-102,51	7,93	0

b. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.21. Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	45 x 30	Travée	92,37	6,04	0
		Appui	-113,98	7,56	0
1^{ère}	45 x 30	Travée	93,54	6,12	0
		Appui	-123,80	8,27	0
2^{ème}	45 x 30	Travée	118,16	7,86	0
		Appui	-140,61	9,51	0
3^{ème}	45 x 30	Travée	134,16	9,03	0
		Appui	-151,29	10,31	0
4^{ème}	45 x 30	Travée	142,69	9,66	0
		Appui	-158,63	10,88	0
5^{ème}	45 x 30	Travée	145,73	9,89	0
		Appui	-161,40	11,09	0
6^{ème}	45 x 30	Travée	143,36	9,71	0
		Appui	-162,02	11,14	0
7^{ème}	45 x 30	Travée	138,54	9,35	0
		Appui	-160,51	11,02	0
8^{ème}	45 x 30	Travée	132,17	8,88	0
		Appui	-157,25	10,77	0

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

9 ^{ème}	45 x 30	Travée	110,04	7,28	0
		Appui	-153,77	10,5	0

2- Sens secondaire :

a .Situation durable :

- Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau V.22. Ferrailage des poutres secondaire (situation durable).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	40 x 30	Travée	84,18	7,48	0
		Appui	-100,25	9,1	0
1 ^{ère}	40 x 30	Travée	10,52	0,86	0
		Appui	-50,81	4,34	0
2 ^{ème}	40 x 30	Travée	18	1,48	0
		Appui	-43,43	3,68	0
3 ^{ème}	40 x 30	Travée	25,03	2,08	0
		Appui	-38,52	3,24	0
4 ^{ème}	40 x 30	Travée	31,26	2,61	0
		Appui	-40,55	3,42	0
5 ^{ème}	40 x 30	Travée	35,84	3,01	0
		Appui	-45,93	3,9	0
6 ^{ème}	40 x 30	Travée	39,86	3,36	0
		Appui	-50,31	4,29	0
7 ^{ème}	40 x 30	Travée	41,63	3,52	0
		Appui	-53,04	4,54	0
8 ^{ème}	40 x 30	Travée	42,83	3,62	0
		Appui	-54,36	4,66	0
9 ^{ème}	40 x 30	Travée	33,53	2,81	0
		Appui	-54,49	4,67	0

b .Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.23. Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	40 x 30	Travée	84,18	6,35	0
		Appui	-100,25	7,68	0
1 ^{ère}	40 x 30	Travée	10,52	0,75	0
		Appui	-50,81	3,72	0
2 ^{ème}	40 x 30	Travée	18	1,28	0
		Appui	-43,43	3,16	0
3 ^{ème}	40 x 30	Travée	25,03	1,8	0
		Appui	-38,52	2,79	0
4 ^{ème}	40 x 30	Travée	31,26	2,25	0
		Appui	-40,55	2,95	0

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

5 ^{ème}	40 x 30	Travée	35,84	2,59	0
		Appui	-45,93	3,35	0
6 ^{ème}	40 x 30	Travée	39,86	2,89	0
		Appui	-50,31	3,68	0
7 ^{ème}	40 x 30	Travée	41,63	3,03	0
		Appui	-53,04	3,89	0
8 ^{ème}	40 x 30	Travée	42,83	3,12	0
		Appui	-54,36	3,99	0
9 ^{ème}	40 x 30	Travée	33,53	2,42	0
		Appui	-54,49	4	0

V.4.5. Choix des armatures :

1- Sens principal :

Tableau V.24. Choix des armatures pour les poutres principaux.

Niveau	Section	Position	As _{max}	As _{max}	As _{min}	As _{cal}	Choix	As _{adp}
			Z.C	Z.R	RPA	(cm ²)		(cm ²)
RDC	45 x 30	Travée	54	81	6,75	6,04	3T14+3T16	10,65
		Appui				10,27	3T14+3T16	10,65
1 ^{er}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	6,12	3T14+2T16	10,65
		Appui				8,27	3T14+3T16	10,65
2 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	7,86	3T14+3T16	10,65
		Appui				9,51	3T14+3T16	10,65
3 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	9,03	3T14+3T16	10,65
		Appui				10,31	3T4+3T16	10,65
4 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	9,66	3T14+3T16	10,65
		Appui				10,88	6T16	12,06
5 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	9,89	3T16+3T14	10,65
		Appui				11,09	6T16	12,06
6 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	9,71	3T16+3T14	10,65
		Appui				11,14	6T16	12,06
7 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	9,35	3T16+3T14	10,65
		Appui				11,02	6T16	12,06
8 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	8,88	3T16+3T14	10,65
		Appui				10,77	6T16	12,06
9 ^{ème}	45 x 30	Travée	54	81	6,75	7,28	3T14+3T12	8,01
		Appui				10,5	3T14+3T16	10,65

2-Sens secondaire

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

Tableau V.25. Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	As _{max}	As _{max}	As _{min}	As _{cal}	Choix	As _{adp}
			Z.C	Z.R	RPA	(cm ²)		(cm ²)
RDC	40 x 30	Travée				7,48	3T14+3T12	8,01
		Appui	48	72	6	9,1	3T14+3T16	10,65
1^{er}	40 x 30	Travée				0,86	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	4,34	3T14+2T12	6,88
2^{ème}	40 x 30	Travée				1,48	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	3,68	3T14+2T12	6,88
3^{ème}	40 x 30	Travée				2,08	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	3,24	3T14+2T12	6,88
4^{ème}	40 x 30	Travée				2,61	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	3,42	3T14+2T12	6,88
5^{ème}	40 x 30	Travée				3,01	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	3,9	3T14+2T12	6,88
6^{ème}	40 x 30	Travée				3,36	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	4,29	3T14+2T12	6,88
7^{ème}	40 x 30	Travée				3,52	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	4,52	3T14+2T12	6,88
8^{ème}	40 x 30	Travée				3,62	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	4,66	3T14+2T12	6,88
9^{ème}	40 x 30	Travée				2,81	3T14+2T12	6,88
		Appui	48	72	6	4,67	3T14+2T12	6,88

V.4.6. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

Tableau V.26. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} _(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
P.P (45x30)	10,65	1,48	Vérifiée
P.P (45x30)	10,65	1,48	Vérifiée
P.N.P (40x30)	6,88	1,30	Vérifiée
P.N.P (40x30)	6,88	1,30	Vérifiée

Vérification vis-à-vis de L'ELS :

1- Sens principal : Combinaison ; G+Q

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

Tableau V.27. Vérification des poutres principales.

Niveau	Section	Position	M _{ser} KN.m	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s MPa	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs.
9 ^{ème}	30×45	Travée	46,57	4.5	15	155	201,63	C.V
		Appui	-74,85	6,12		186,4		
8 ^{ème}	30×45	Travée	38,54	3,18	15	97	201,63	C.V
		Appui	-75,19	65.4		167.4		
7 ^{ème}	30×45	Travée	38,43	3.17	15	96.7	201,63	C.V
		Appui	-72,33	5.57		161		
6 ^{ème}	30×45	Travée	37,80	3.12	15	95.1	201,63	C.V
		Appui	-68,88	5.3		153.3		
5 ^{ème}	30×45	Travée	37,21	3.07	15	93.6	201,63	C.V
		Appui	-67,35	5.17		149.9		
4 ^{ème}	30×45	Travée	36,83	3.01	15	91.5	201,63	C.V
		Appui	-67,20	4,33		149.5		
3 ^{ème}	30×45	Travée	36,38	4,36	15	133,2	201,63	C.V
		Appui	-67,38	5.57		169.5		
2 ^{ème}	30×45	Travée	36,06	4,49	15	120	201,63	C.V
		Appui	-67,63	5.59		170.1		
1 ^{er}	30×45	Travée	35,99	3.41	15	115.8	201,63	C.V
		Appui	-66,07	5.46		166.2		
RDC	30×45	Travée	54,61	5.28	15	181.7	201,63	C.V
		Appui	-70,00	5.39		155.8		

1- Sens secondaire : Combinaison ; G+Q

Tableau V.28. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Niveau	Section	Position	M _{ser} KN.m	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s MPa	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs.
9 ^{ème}	30×40	Travée	24.61	3.16	15	108.8	201,63	C.V
		Appui	-39.85	5.12		176.2		
8 ^{ème}	30×40	Travée	31.14	4	15	137.7	201,63	C.V
		Appui	-39.79	5.11		176		
	30×40	Travée	30.24	3.89		133.7		

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

7 ^{eme}		Appui	-38.83	4.99	15	171.7	201,63	C.V
6 ^{eme}	30×40	Travée	28.95	3.72	15	128	201,63	C.V
		Appui	-36.83	4.71		162		
5 ^{eme}	30×40	Travée	26.17	3.36	15	115.7	201,63	C.V
		Appui	-33.62	4.32		148.7		
4 ^{eme}	30×40	Travée	22.84	2.94	15	101	201,63	C.V
		Appui	-29.69	3.82		131.3		
3 ^{eme}	30×40	Travée	18.28	2.35	15	80.8	201,63	C.V
		Appui	-24.78	3.18		109.6		
2 ^{eme}	30×40	Travée	13.41	1.72	15	59.3	201,63	C.V
		Appui	-19.52	2.51		86.3		
1 ^{er}	30×40	Travée	7.9	1,02	15	34.9	201,63	C.V
		Appui	-15.01	1.93		66.4		
RDC	30×40	Travée	55.95	5.65	15	161.3	201,63	C.V
		Appui	-64.86	6.55		187		

V.4.8. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum. $\bar{\tau}_u$

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

* Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	P.P(45x30)	133,15	0,98	2.5	OK
	P.N.P(40x30)	91,41	0,76	2.5	OK
1	P.P(45x30)	85,91	0,63	2.5	OK

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

	P.N.P(40x30)	34,49	0,28	2.5	OK
	P.P(45x30)	86,59	0,64	2.5	OK
2	P.N.P(40x30)	25,12	0,20	2.5	OK
	P.P(45x30)	86,62	0,64	2.5	OK
3	P.N.P(40x30)	21,46	0,18	2.5	OK
	P.P(45x30)	86,74	0,64	2.5	OK
4	P.N.P(40x30)	20,96	0,17	2.5	OK
	P.P(45x30)	86,62	0,64	2.5	OK
5	P.N.P(40x30)	23,18	0,19	2.5	OK
	P.P(45x30)	86,46	0,64	2.5	OK
6	P.N.P(40x30)	25,16	0,21	2.5	OK
	P.P(45x30)	86,03	0,63	2.5	OK
7	P.N.P(40x30)	26,08	0,21	2.5	OK
	P.P(45x30)	86,27	0,63	2.5	OK
8	P.N.P(40x30)	26,89	0,22	2.5	OK
	P.P(45x30)	88,89	0,66	2.5	OK
9	P.N.P(40x30)	22,43	0,18	2.5	OK

a. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le CBA93 article A.5.1.2.2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2 :

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

Avec :

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 0.8cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.30. Calcul des armatures transversales

Sens	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
Principal	133,15	0,98	36,45	9.6	22.5	8	15	1.35	4T8
Secondaire	91,41	0,76	32.4	9.6	20	8	15	1.35	4T8

V.4.9. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r : Longueur de recouvrement. $L_r = 50\phi$ (zone III). **RPA99v2003 article 7.5.2.1**

On a :

- $\phi = 16mm$ $L_r = 80$ cm
- $\phi = 14mm$ $L_r = 70$ cm
- $\phi = 12mm$ $L_r = 60$ cm
- ✓ **La longueur de la zone nodale : $L' = 2 h$**
 - Poutre porteuse : $L' = 2 h = 2 \times 45 = 90$ cm
 - Poutre non porteuse : $L' = 2 h = 2 \times 40 = 80$ cm

V.4.10. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2

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

Tel que : Poutre principale : $\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0,975cm$ ($L = 4,75m > 5m$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,79cm$ ($L = 3,95m < 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15 A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.31. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	M _{ser}	A _s	Y ₁	Δ	σ _s	λ _i	λ _v	μ	I ₀	I _{fi}	I _{fv}
	KN.m	(cm ²)	(cm)		(MPa)				(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
Principal	54,61	10,65	24,40	0.0087	126,61	2,41	0,96	0.43	191277,20	103327,07	135388,73
secondaire	30,24	6,88	21,26	0.0063	122,09	3,33	1,33	0.29	139483,10	78054,33	100658,94

- Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_{il} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 3,37 mm \quad (L = 4,75 m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 8,41 mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{il} = 5,04 mm \quad \bar{f} = 9,75 mm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,87 \text{ mm} \quad (L = 3,95 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 4,33 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 2,46 \text{ mm} \quad \bar{f} = 7,9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

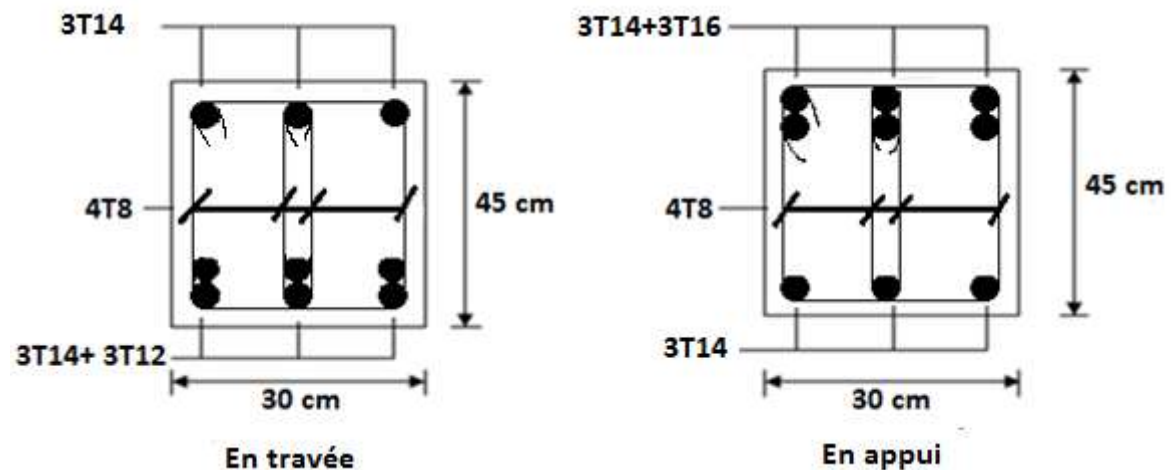


Figure.V.7 : Ferrailage de P.P de RDC et 1^{er} étages

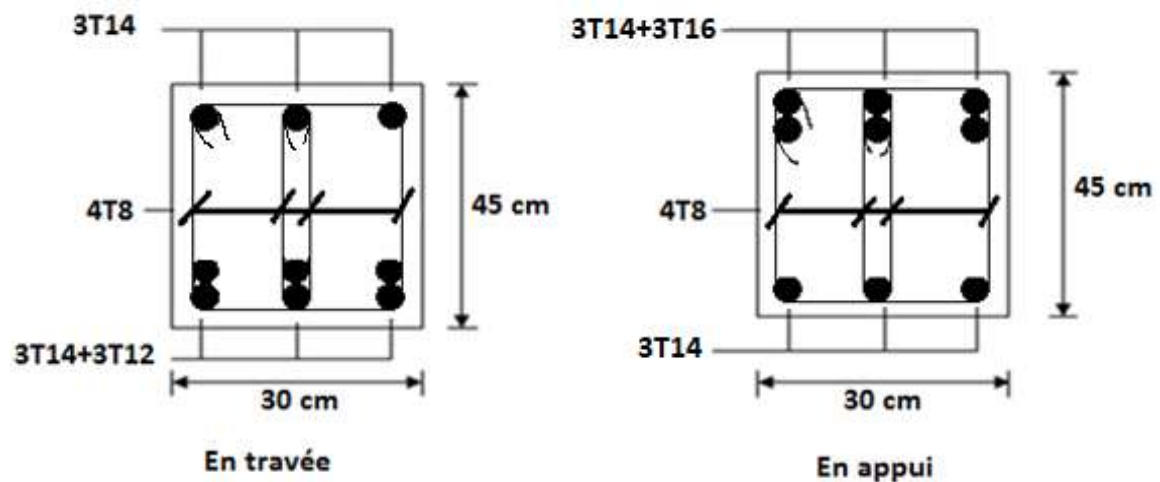


Figure.V.9 : Ferrailage de P.P de 2^{eme}, 3^{eme} et 9^{eme} étages.

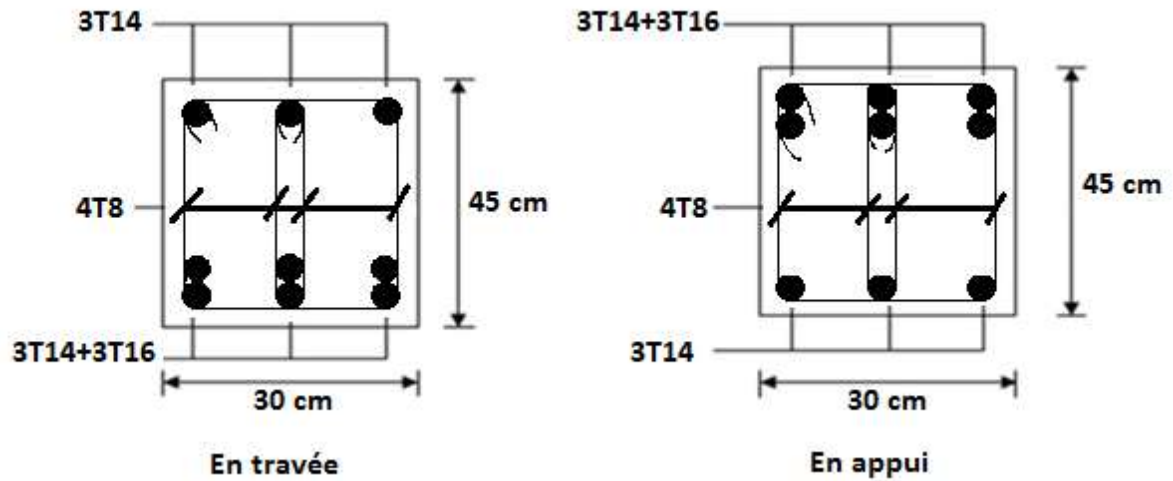


Figure.V.10 : Ferrailage de P.P de 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages.

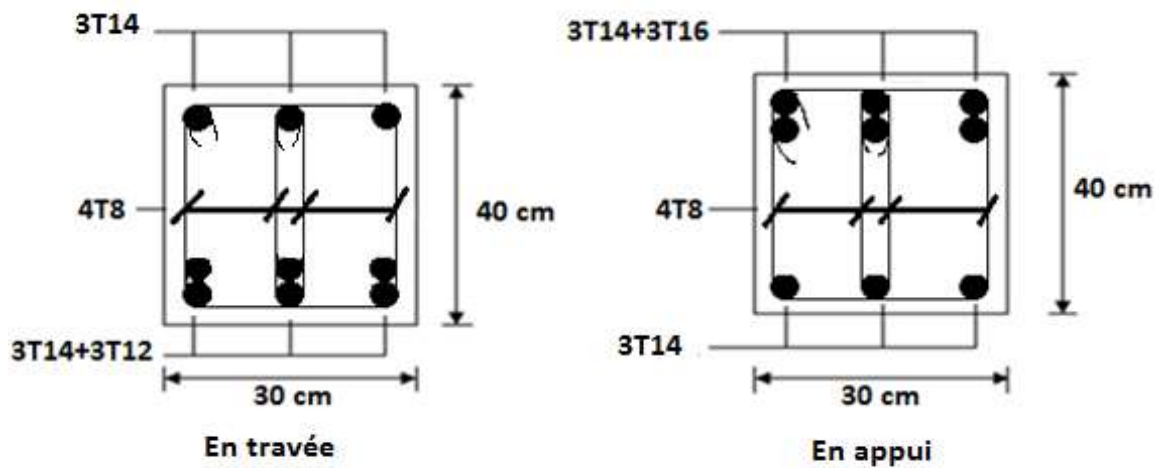


Figure.V.11 : Ferrailage de P.N.P de RDC

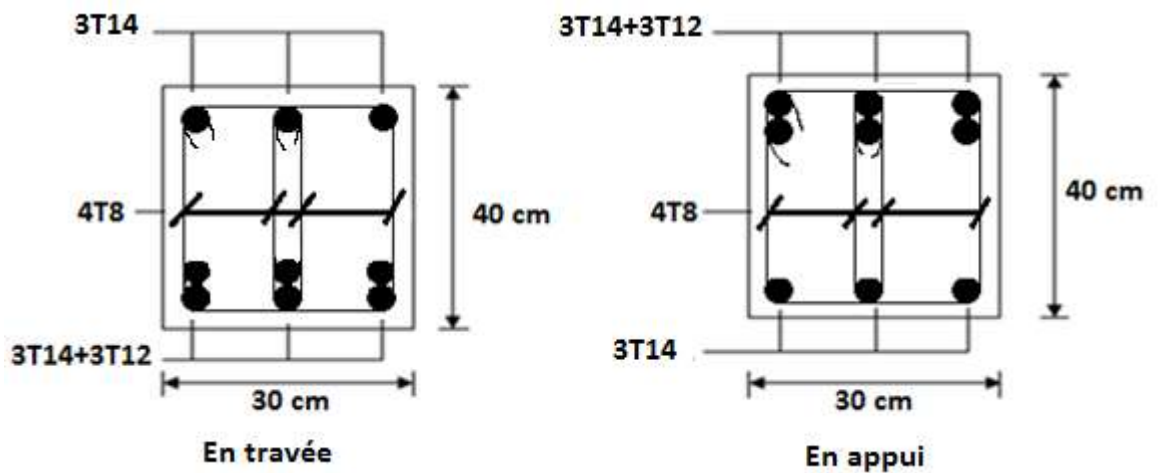


Figure.V.12 : Ferrailage de P.N.P des étages

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

V.5. Ferrailage des voiles :

V.5.1. 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. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le (BAEL, 1991) et les vérifications selon le (RPA, 1999). Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

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

Le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

On devra disposer les armatures suivantes :

❖ Les armatures verticales :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

❖ Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ .

❖ L'espacement :

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur de la viole

V.5.2. Méthode de ferrailage des voiles :

On calcule les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

1^{ere}cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0,2\%a.l$)

2^{eme}cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\%a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\%a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant :

$$A_h = 0,15\%a.100 (1ml)$$

3^{eme}cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant dû au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur totale de la section.

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$\overline{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.1m$$

▪ **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ  les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\overline{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\overline{V} = 1,4V$ V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales :**

L'armature transversale perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales

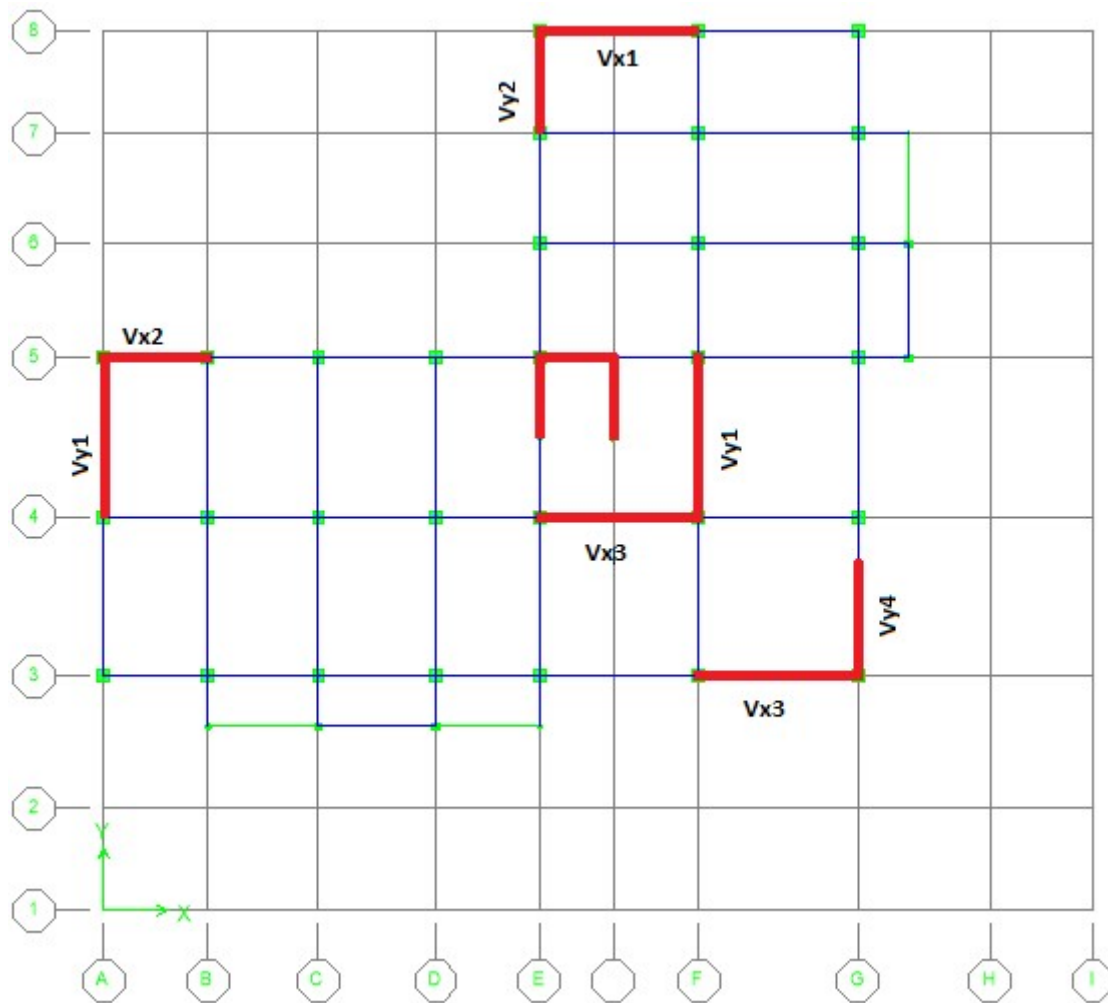


Figure V.13 : vue en plan

V.5.3 : Ferrailage des voiles sous : $(0,8G \pm E)$

V.5.3.1. Premier type : Voile pleine en U (Vx1) :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

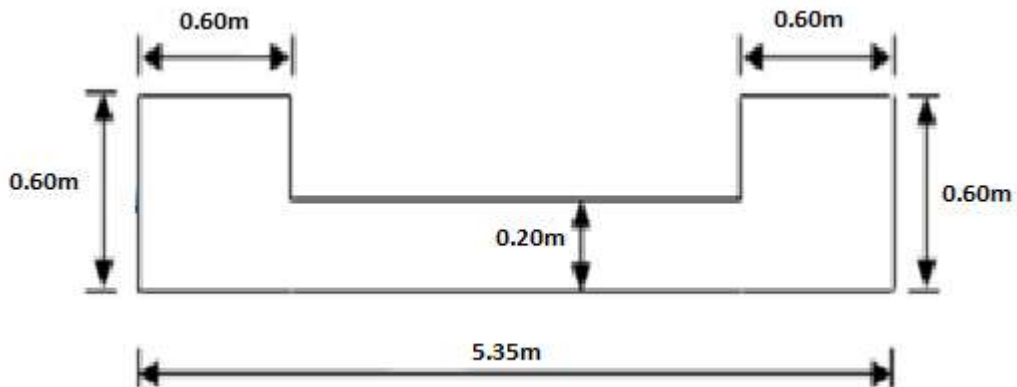


Figure V.14 : Vue en plan du voile plein en U

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$A = 1,55 \text{ m}^2$$

$$V = 2,675 \text{ m}$$

$$V' = 2,675 \text{ m}$$

$$I = 5,2741 \text{ m}^4$$

$$N = 567,09 \text{ KN}$$

$$M = 14409,136 \text{ KN.m}$$

$$T = 1148,72 \text{ KN}$$

✓ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[\frac{567.09}{1.55} + \frac{14409.136 \times 2.675}{5.2741} \right] \cdot 10^{-3} = 7.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{567.09}{1.55} - \frac{14409.136 \times 2.675}{5.2741} \right] \cdot 10^{-3} = -6.94 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent ➡ donc la section est partiellement comprimée

✓ Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

$$M = 14677,957 \text{ KN.m}$$

$$N = 7556,59 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{7556.59}{1.55} + \frac{14677.95 \times 2.675}{5.274} \right] \times 10^{-3} = 12.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{7556.59}{1.55} - \frac{14677.95 \times 2.675}{5.274} \right] \times 10^{-3} = -2.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 12.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = -2.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{6.94}{6.94 + 7.67} \times 5.35$$

$$X = 1.92 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 5.35 - 1.92 = 3.43 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

▪ Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = \frac{-6.94 \times (1.92 - 0.60)}{1.92} = -4.77 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures**

- **verticales :**

- ✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{6.94 + 4.77}{2} \right) 0.60 \times 0.60 \times 10^3 = 2107.8 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{2107.8 \times 10}{400} = 52.69 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X-b) a = \frac{1}{2} \times 4.77 \times (1.62 - 0.60) \times 0.20 \times 10^3 = 629.64 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{629.64 \times 10}{400} = 15.74 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 52.69 + 15.74$$

$$A_t = 68.43 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'Avj :** On a :

$$A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 68.43 + 15.87 = 84.3 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 1148.72 \times 10}{400} \times \frac{1.92}{5.35} = 15.87 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature :**

$$A_{Total} = 84.3 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \times 0.20 \times 1.92 \times 10^4 = 7.68 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

- **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4 \cdot V}{a \cdot 0.9h} = \frac{1.4 \times 1148.72 \times 10}{20 \times 0.9 \times 3.23} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$\tau_b = 2.76 \text{ MPa} > \overline{\tau_b} = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6.25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$$

▪ L'espacement :

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,20 \times (3.43 - 1.92) \times 10^4 = 6.04 \text{ cm}^2$$

▪ Choix d'armature :

- ◆ Les poteaux : $4T20 + 12T16 = 36.7 \text{ cm}^2$
- ◆ La zone poteau voile : $2(5T16) = 20,10 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.
 $2(5T16) = 20,10 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.
- ◆ La zone courante : $2(10T14) = 15,40 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

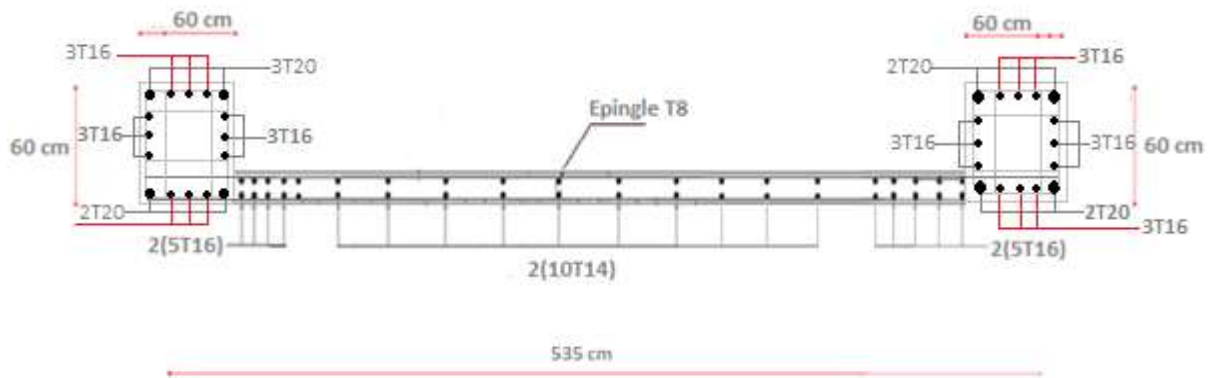


Figure V.15 : Schéma de ferrailage de voile en U

V.5.3.1. Deuxième type : voile en L (Vy4)

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

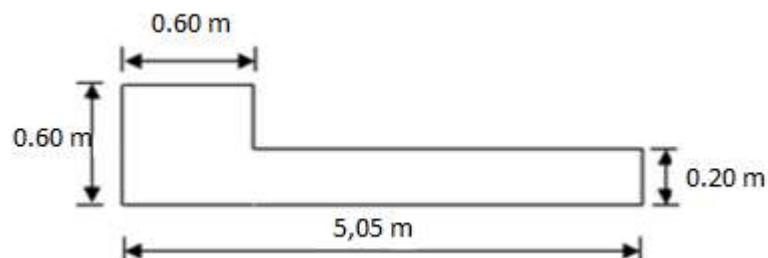


Figure.V.16 : Vue en plan du voile plein en L.

Avec : $A = 0.98 \text{ m}^2$

$V' = 1.47 \text{ m}$

$V = 2.23 \text{ m}$

$I = 1.28 \text{ m}^4$

$N = 1597,66 \text{ KN}$

$M = 4597,29 \text{ KN.m}$

$T = 657,13 \text{ KN}$

■ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1597.66}{0.98} + \frac{4597.29 \times 1.47}{1.28} \right] \cdot 10^{-3} = 6.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1597.66}{0.98} - \frac{4597.29 \times 1.47}{1.28} \right] \cdot 10^{-3} = -3.65 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent $\longrightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

■ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)**

$N = 4971,71 \text{ KN}$

$M = 4607,46 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{4971.71}{0.98} + \frac{4607.46 \times 1.47}{1.28} \right] \cdot 10^{-3} = 10.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{4971.71}{0.98} - \frac{4607.46 \times 1.47}{1.28} \right] \cdot 10^{-3} = -0.22 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 10.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifier.

$\sigma_2 = -0.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifier

■ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{3.65}{3.65 + 6.91} \times 3.70$$

$X = 1.28 \text{ m}$

$Y = L - X = 3.70 - 1.28 = 2.42 \text{ m}$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

Calcul de la contrainte σ_3 :

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = \frac{-3.65 \times (1.28 - 0.60)}{1.28} = -1.94 MPa$$

■ Détermination des armatures verticales :

✓ Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{3.65 + 1.94}{2} \right) 0.60 \times 0.60 \times 10^3 = 1006.2 KN$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1006.2 \times 10}{400} = 25.15 cm^2$$

✓ Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X-b) a = \frac{1}{2} \times 1.94 \times (1.28 - 0.60) \times 0.20 \times 10^3 = 131.92 KN$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{131.92 \times 10}{400} = 3.3 cm^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 25.15 + 3.3$$

$$A_t = 28.45 cm^2$$

■ Calcul d'Avj : On a :

$$A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 657.13 \times 10}{400} \times \frac{1.28}{3.70} = 8.76 cm^2$$

■ Section total d'armature :

$$A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 28.45 + 8.76 = 37.21 cm^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 37.21 cm^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \times 0.20 \times 1.28 \times 10^4 = 5.12 cm^2 \dots CV$$

■ Détermination des armatures horizontales :

➤ La contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4.V}{a \cdot 0.9L} = \frac{1.4 \times 657.13 \times 10}{20 \times 0.9 \times 370} = 1.39 MPa$$

$$\tau_b = 1.39 MPa < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

■ Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.4.2 :

$$\tau_b = 1.39 MPa > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625 MPa$$

$$A_h \geq 0.15\% \cdot a \cdot 1m = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 cm^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6.25 cm^2$ $S_h = 25 cm$

■ L'espacement :

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$S_v \leq \min(1,5a = 30\text{cm}; 30\text{cm}) = 30\text{ cm}$$

▪ Choix d'armature :

- ♦ le poteau : on prend $A_p = 4T20 + 12T16 = 36,7\text{ cm}^2$
- ♦ la zone voile :
$$\begin{cases} A_{v_{\text{poteau}}} = 2(4T12) = 9,05\text{cm}^2 (S_v = 10\text{cm}) \\ A_{v_{\text{extrémité}}} = 2(4T12) = 9,05\text{cm}^2 (S_v = 10\text{cm}) \end{cases}$$
- ♦ La zone courante : $A_c = 2(9T10) = 12,57\text{ cm}^2$. $S_c = 15\text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,15 \times (1,41 - 0,96) \times 10^4 = 1,35\text{cm}^2$$

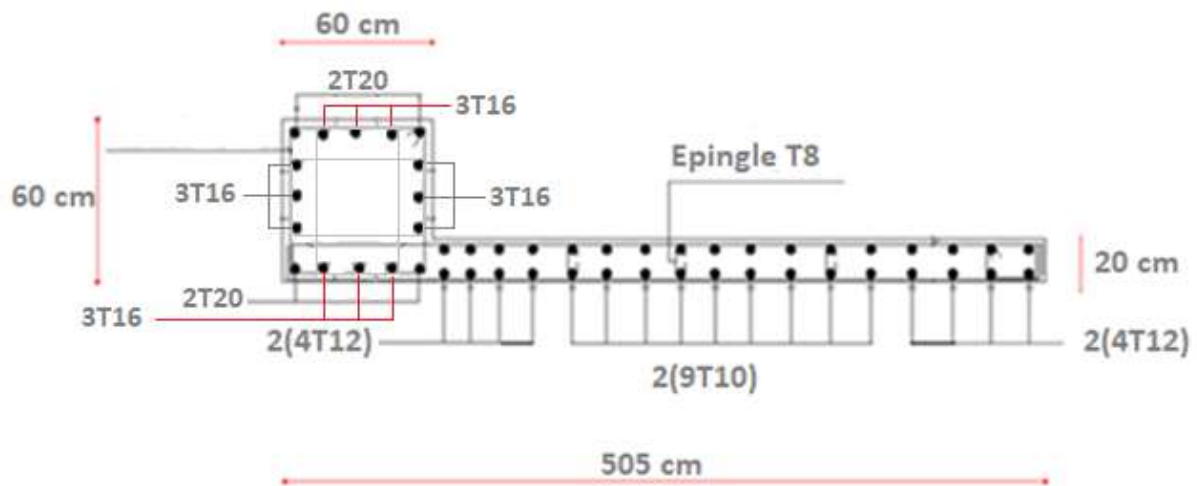


Figure .V.17 : Schéma de ferrailage de voile en L

V.5.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

Tableau V.32 : Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles

	Voile	L M	A m ²	V m	V' m	I m ⁴	N KN	M KN.m	V KN	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	Ob
RDC	Vx1	5,35	1,55	2,67	2,67	5,27	834,7	12860,7	935,33	7,05	-5,97	SPC
	Vy1	5,35	1,55	2,67	2,67	5,27	567,09	14409,136	1148,72	7,66	-6,93	SPC
	Vy4	5,05	1,25	2,09	2,96	3,11	1940,34	5984,586	890,6	5,57	-2,46	SPC
1ETG	Vx1	5,3	1,44	2,65	2,65	4,66	619,16	10122,094	968,5	6,18	-5,32	SPC
	Vy1	5,3	1,44	2,65	2,65	4,66	459,48	11557,499	1302,95	6,89	-6,25	SPC
	Vy4	5,03	1,19	2,15	2,88	2,92	1601,69	5247,38	980,53	5,20	-2,51	SPC
2-3ETG	Vx1	5,25	1,35	2,62	2,41	4,11	396,22	7644,198	881,44	5,16	-4,57	SPC
	Vy1	5,25	1,35	2,62	2,41	4,11	272,76	8810,517	1220,66	5,81	-5,41	SPC

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

	Vy4	5	1,15	2,2	2,74	2,26	1176,37	4297,2	906,04	5,20	-3,16	SPC
4et5ETG	Vx1	5,2	1,26	2,6	2,6	3,61	29,94	4050,189	685,64	2,94	-2,89	SPC
	Vy2	5,2	1,26	2,6	2,6	3,61	92,04	4721,753	976,28	3,47	-3,32	SPC
	Vy4	4,97	1,1	2,25	2,72	2,57	522,24	2501,6	725,45	2,66	-1,71	SPC
6et7ETG	Vx1	5,15	1,19	2,57	2,58	3,18	174,77	1791,333	475,57	1,59	-1,30	SPC
	Vy1	5,15	1,19	2,57	2,58	3,18	292	2169,174	720,33	1,99	-1,50	SPC
	Vy4	4,94	1,07	2,3	2,91	2,4	105,15	1221,747	530,03	1,26	-1,07	SPC
8et9ETG	Vx1	5,1	1,1	2,55	2,55	2,8	141,05	352,033	102,18	0,44	-0,19	SPC
	Vy1	5,1	1,1	2,55	2,55	2,8	345,82	345,82	185,88	0,62	-0,0	SPC
	Vy4	4,93	1,03	2,34	2,59	2,25	146,77	306,734	185,31	0,46	-0,17	SPC

V.5.5 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

Tableau V.33 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

	Voile	N KN	M KN.m	V KN	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	Ob
RDC	Vx1	129,32	12906,07	129,32	6,62	-6,45	ok
	Vy1	653,28	14323,758	1147,7	7,67	-6,83	Ok
	Vy4	1378,85	5928,633	902,9	5,08	-2,88	Ok
1ETG	Vx1	227,23	10138,501	966,37	5,92	-5,60	Ok
	Vy1	615,5	11516,427	1300,25	6,97	-6,12	Ok
	Vy4	1119,61	5228,096	1001,64	4,79	-2,90	Ok
2-3ETG	Vx1	320,41	5621,322	757,82	3,82	-3,34	Ok
	Vy1	760,39	6497,445	1062,65	4,70	-3,57	Ok
	Vy4	441,84	3259,68	824,51	3,55	-2,78	Ok
4et5ETG	Vx1	403,58	4020,066	675,78	3,21	-2,57	Ok
	Vy2	795,87	4699,442	967,51	4,01	-2,75	Ok
	Vy4	193,08	2495,474	749,33	2,36	-2,01	Ok
6et7ETG	Vx1	465,68	1753,305	462,4	1,80	-1,02	Ok
	Vy1	755,09	2142,985	710,41	2,36	-1,09	Ok
	Vy4	117,61	1227,786	554,51	1,28	-1,06	Ok
8et9ETG	Vx1	215,91	328,471	84,14	0,49	-0,10	Ok
	Vy1	298,32	304,637	158,85	0,54	-0,006	Ok
	Vy4	130,2	282,211	219,24	0,41	-0,16	Ok

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

V.5.6 : sections d'armature dans les voiles

Tableau V.34. Effort et sections d'armature dans les voiles :

	Voile	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	X (m)	Y (m)	σ_3 Mpa	F1(KN)	F2(KN)	Av1 (cm ²)	Av (cm ²)	Avj (cm ²)
RDC	Vx1	7,05	-5,97	2,45	2,89	4,51	1888,79	837,18	47,21	20,92	1,65
	Vy1	7,66	-6,93	2,54	2,80	5,29	2201,64	1028,10	55,04	25,702	2,10
	Vy4	5,57	-2,46	1,55	3,49	1,51	717	143,88	17,92	3,597	1,05
1ETG	Vx1	6,18	-5,32	2,45	2,84	4,13	1430,46	785,82	35,76	19,64	1,72
	Vy1	6,89	-6,25	2,52	2,77	4,88	1685,31	963,83	42,13	24,09	2,38
	Vy4	5,20	-2,51	1,63	3,39	1,67	633,80	182,14	15,84	4,55	1,22
2-3ETG	Vx1	5,16	-4,57	2,46	2,78	3,65	1028,83	718,16	25,72	17,95	1,59
	Vy1	5,81	-5,41	2,53	2,71	4,34	1219,87	882,19	30,49	22,054	2,26
	Vy4	5,21	-3,16	1,88	3,11	2,32	685,46	322,66	17,13	8,06	1,31
4et5ETG	Vx1	2,94	-2,89	2,57	2,62	2,38	534,76	508,44	13,36	12,71	1,30
	Vy2	3,47	-3,32	2,54	2,65	2,73	614,25	573,60	15,35	14,34	1,83
	Vy4	2,66	-1,71	1,94	3,02	1,31	307,20	197,32	7,68	4,93	1,09
6et7ETG	Vx1	1,59	-1,30	2,31	2,83	1,07	190,14	205,91	4,75	5,147	0,82
	Vy1	1,99	-1,50	2,21	2,93	1,23	219,44	224,16	5,48	5,60	1,19
	Vy4	1,26	-1,07	2,26	2,67	0,88	156,44	164,46	3,91	4,11	0,93
8et9ETG	Vx1	0,44	-0,19	1,53	3,56	0,14	20,87	17,50	0,52	0,43	0,1
	Vy1	0,62	-0,0	0,00	5,09	0,04	2,57	1,47	0,06	0,03	0
	Vy4	0,46	-0,1	1,36	3,56	0,13	18,84	13,30	0,47	0,33	0,2

Tableau V.35 : Choix d'armature des voiles

	Voile	A tot cm ²	A min cm ²	Zone	Voile	Zona courante
				Z.voile	Z.Extrémité	
RDC	VX1	69,799	9,815	2(5T16)	-	2(10T14)
	VX2	82,844	10,163	2(5T16)	-	2(10T14)
	VY3	22,574	6,201	2(4T14)	2(3T14)	2(12T10)
N1	VX1	57,132	9,808	2(5T16)	-	2(10T14)
	VX2	68,615	10,085	2(5T16)	-	2(10T14)
	VY3	21,628	6,555	2(4T14)	2(3T14)	2(12T10)
N2-N3	VX1	45,269	9,867	2(4T12)	-	2(5T10)
	VX2	54,817	10,122	2(4T12)	-	2(8T10)
	VY3	26,520	7,554	2(4T12)	2(3T12)	2(12T10)
N4-N5	VX1	27,389	10,315	2(4T12)	-	2(5T10)
	VX2	31,535	10,176	2(4T12)	-	2(8T10)
	VY3	13,707	7,785	2(4T12)	2(3T12)	2(12T10)
N6-N7	VX1	10,724	9,255	2(4T12)	-	2(5T10)
	VX2	12,282	8,858	2(4T12)	-	2(8T10)

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

	VY3	8,957	9,050	2(4T12)	2(3T12)	2(12T10)
N8-N9	VX1	1,077	6,120	2(4T12)	-	2(5T10)
	VX2	-0,0269	0,018	2(4T12)	-	2(8T10)
	VY3	1,001	5,455	2(4T12)	2(3T12)	2(12T10)

Tableau V.36 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles

	Voile	Section	As min	choix	As ^{adop} (cm2)
RDC	VX1	60X60	32,4	4T20+12T16	36.7
	VX2	60X60	32,4	4T20+12T16	36.7
	VY3	60X60	32,4	4T20+12T16	36.7
N1	VX1	55x55	27,23	4T20+8T16	28.65
	VX2	55x55	27,23	4T20+8T16	28.65
	VY3	55x55	27,23	4T20+8T16	28.65
N2-N3	VX1	50x50	22,5	12T16	24.13
	VX2	50x50	22,5	12T16	24.13
	VY3	50x50	22,5	12T16	24.13
N4-N5	VX1	45X45	18,23	4T16+8T14	20.36
	VX2	45X45	18,23	4T16+8T14	20.36
	VY3	45X45	18,23	4T16+8T14	20.36
N6-N7	VX1	40X40	14,4	8T16	16.08
	VX2	40X40	14,4	8T16	16.08
	VY3	40X40	14,4	8T16	16.08
N8-N9	VX1	35X35	11,025	4T16+4T14	12.18
	VX2	35X35	11,025	4T16+4T14	12.18
	VY3	35X35	11,025	4T16+4T14	12.18

V.5.7. Vérification de La contrainte de cisaillement :

Tableau V.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles

	Voile	L (m)	V (KN)	a (m)	h (m)	d (m)	τ_b MPa	$\overline{\tau_b}$ MPa	Ob
RDC	VX1	5,35	129,32	0,20	3.23	2.907	1,3114	5	ok
	VX2	5,35	1147,7	0.20	3.23	2.907	2,7636	5	ok
	VY3	5,05	902,9	0.20	3.23	2.907	2,1741	5	ok
N1	VX1	5,3	966,37	0.20	3.06	2.754	2,4562	5	ok
	VX2	5,3	1300,25	0.20	3.06	2.754	3,3049	5	ok
	VY3	5,03	1001,64	0.20	3.06	2.754	2,5459	5	ok
N2-N3	VX1	5,25	757,82	0.20	3.06	2.754	1,9261	5	ok
	VX2	5,25	1062,65	0.20	3.06	2.754	2,7009	5	ok
	VY3	5	824,51	0.20	3.06	2.754	2,0957	5	ok
N4-N5	VX1	5,2	675,78	0.20	3.06	2.754	1,7176	5	ok
	VX2	5,2	967,51	0.20	3.06	2.754	2,4591	5	ok
	VY3	4,97	749,33	0.20	3.06	2.754	1,9046	5	ok
	VX1	5,15	462,4	0.20	3.06	2.754	1,1757	5	ok

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

N6-N7	VX2	5,15	710,41	0.20	3.06	2.754	1,8056	5	ok
	VY3	4,94	554,51	0.20	3.06	2.754	1,4094	5	ok
N8-N9	VX1	5,1	84,14	0.20	3.06	2.754	1,2138	5	ok
	VX2	5,1	158,85	0.20	3.06	2.754	1,4037	5	ok
	VY3	4,93	219,24	0.20	3.06	2.754	1,5575	5	ok

Tableau V.38 : Détermination des armatures horizontales

	Voile	V (KN)	a (m)	τ_b MPa	$\overline{\tau_b}$ MPa	Ah (cm ²)	choisé	Sh (cm)
RDC	VX1	129,32	0.20	1,3114	0.625	5	2(3T10)	25
	VX2	1147,7	0.20	2,7636	0.625	5	2(3T10)	25
	VY3	902,9	0.20	2,1741	0.625	5	2(3T10)	25
N1	VX1	966,37	0.20	2,4562	0.625	5	2(3T10)	25
	VX2	1300,25	0.20	3,3049	0.625	5	2(3T10)	25
	VY3	1001,64	0.20	2,5459	0.625	5	2(3T10)	25
N2-N3	VX1	757,82	0.20	1,9261	0.625	5	2(3T10)	25
	VX2	1062,65	0.20	2,7009	0.625	5	2(3T10)	25
	VY3	824,51	0.20	2,0957	0.625	5	2(3T10)	25
N4-N5	VX1	675,78	0.20	1,7176	0.625	5	2(3T10)	25
	VX2	967,51	0.20	2,4591	0.625	5	2(3T10)	25
	VY3	749,33	0.20	1,9046	0.625	5	2(3T10)	25
N6-N7	VX1	462,4	0.20	1,1757	0.625	5	2(3T10)	25
	VX2	710,41	0.20	1,8056	0.625	5	2(3T10)	25
	VY3	554,51	0.20	1,4094	0.625	5	2(3T10)	25
N8-N9	VX1	84,14	0.20	1,2138	0.625	5	2(3T10)	25
	VX2	158,85	0.20	1,4037	0.625	5	2(3T10)	25
	VY3	219,24	0.20	1,5575	0.625	5	2(3T10)	25

V.5.8. Caractéristiques et ferrailage de voile d'ascenseur :

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau V.39. Caractéristique du noyau et calcul des contrainte

	L(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V''(m)	M(Kn.m)	N(Kn)	T(Kn)
Noyau	7,9	1,64	1,61	1,7	6,2	3189,104	466,63	399,64

2. Ferrailage :

Tableau V.40. Choix d'armature du voile

σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	observation	As (cm ²)	As Ad (cm ²)	armature d'abouts	Armature courante
4,871	-1,863	-1,353	SPC	19	2 x (12T10)	2 x (2T10)	2 x (6T10)

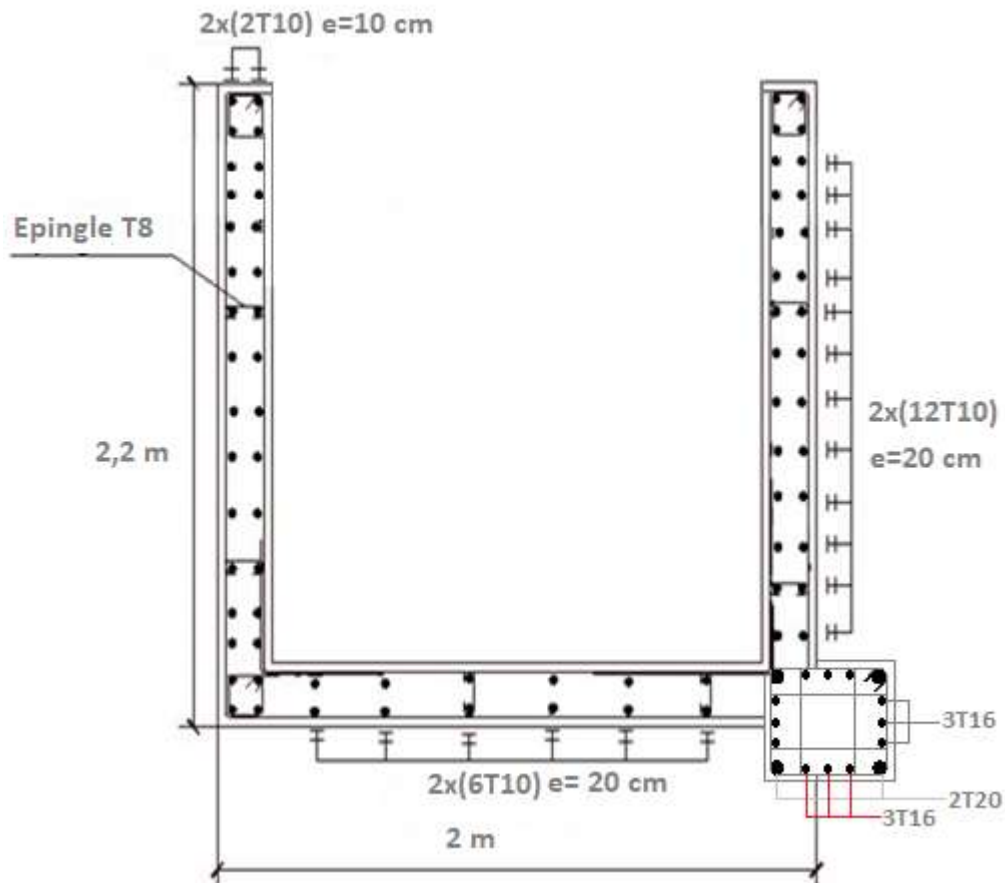


Figure V.18 : Ferrailage du noyau

V.6 : Calcul des linteaux :

V.6.1 : Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g) encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

V.6.2 : Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

V : effort tranchant

M : moment fléchissant

V.6.3 : Ferrailage :

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au **l'article 7.7.3 de RPA 99/version 2003**.

- **Contraintes admissibles de cisaillement :**

a. Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, en devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (A_c)

1. Armatures longitudinales : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_{u \text{ cal}}$)

$Z = h - 2d$

h : hauteur total du linteau

d : la distance de l'enrobage

2. Armatures transversales : A_t

Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

S : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'une cour d'armatures transversales

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

$$\bar{V} = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

L : porté du linteau

Linteaux courts ($\lambda g = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$S_t \leq A_t f_c L / (T + A_t f_c)$$

$$S \leq \frac{A_t f_e L}{(T + A_t f_e)}$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

$$M_{ci} = A_l . f_e Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{(2f \sin \alpha)} \quad \text{avec: } \tan \alpha = \frac{(h - 2d)}{L}$$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

• **Ferrailage minimal RPA article 7.7.3.3 :**

a. Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 . b . h$$

Avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

b. Armatures transversales RPA article 7.7.3.3 :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 . b . s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 . b . s$$

c. Armatures de peau RPA article 7.7.3.3 :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 . b . h$$

V.6.4 : Exemple de calcul :

• Caractéristiques géométriques de linteau :

$$e = 0.20 \text{ m} , \quad h = 0.86 \text{ m} , \quad d = 0.9h = 0.77 \text{ m} , \quad L = 1.20 \text{ m}$$

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

- Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel étapes on a :

$$M = 306,496 \text{ KN.m}$$

$$V = 458,7 \text{ KN}$$

- Majoration des sollicitations :

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 458.7 = 642.18 \text{ KN}$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \cdot d}$$

On a :

$$\tau_b = \frac{642.18 \cdot 10^3}{200 \times 770} = 4.17 \text{ Mpa}$$

$$4.17 \text{ Mpa} > 0.06 f_{c25} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$4.17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement

D'après R.P.A 99 Page 74 :

$\tau_b = 4.17 \text{ Mpa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$: donc on a dans le deuxième cas, On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement.

Soit:

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avac:

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h-2.d}{L}$$

d = Distance d'enrobage = 3 cm.

L = longueur du linteau = 1.20 m.

$$\text{Tg } \alpha = \frac{86-2 \times 3}{120} \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

$$A_D = \frac{458.7 \times 1000}{2 \cdot 400 \cdot \sin 33.69} = 10.33 \text{ cm}^2$$

➤ Section minimal:

Chapitre V : ferrailage des éléments résistants

D'après R.P.A 99 On a :

$$A_D = 0,15 \% \times b \times h = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 10.33 \text{ cm}^2 > A_{D \min} = 2.58 \text{ cm}^2$$

On prend : $8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

Cadre $\emptyset 6$ ($e=10\text{cm}$).

➤ **Armatures longitudinales :**

$$(A_L ; A'_L) > 0,15 \% .b. h = 2.58 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_L = A'_L = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 4.17 \text{ Mpa} > 0.0025 f_{c25} = 0.0025 \times 25 = 0.0625 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.25\% \times b \times S$$

$$\text{Avec : } S \leq \frac{h}{4} = 21.5 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A = 0.25\% \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

On prend : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de Peau (Section Courante) :**

$$A_c \geq 0.2\% \times b \times h = 3.44 \text{ cm}^2$$

On prend : $2(5T10) = 7.90 \text{ cm}^2$

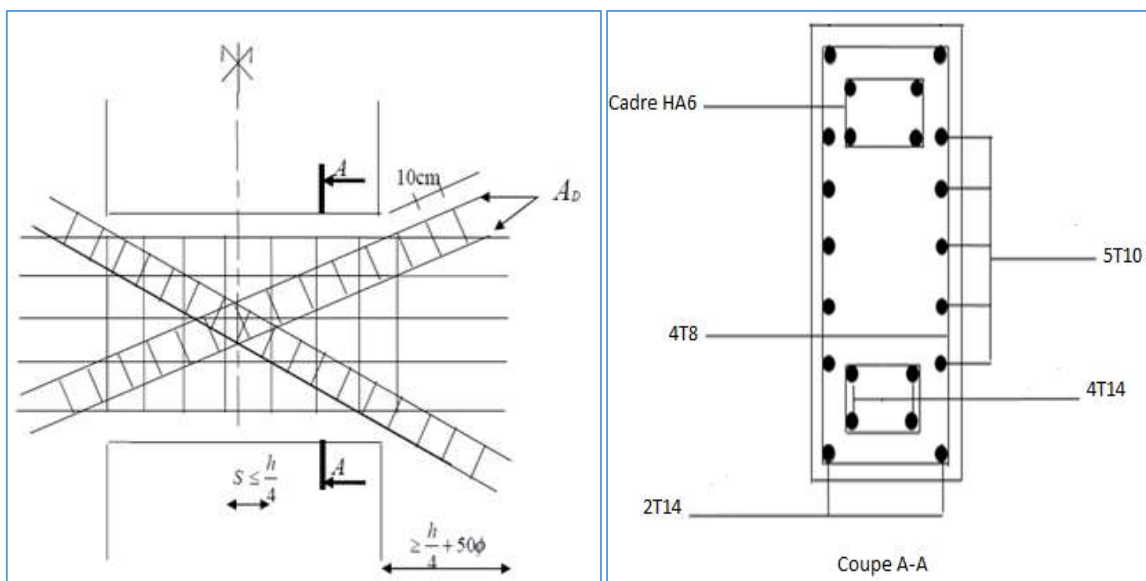


Figure V.19 : Schéma de ferrailage du linteau

CHAPITRE VI

Etude de fondation

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure ;
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

En cas de séisme les fondations exécutent un même mouvement de translation comme le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsqu'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage.
- Les caractéristiques du sol support, La nature et l'homogénéité du sol et la capacité portance de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI.2. Classification des fondations :

- a) Fondation superficielles : utilisée pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol ;
- b) Fondations profondes : utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : pieux ou puits.

VI.3. Ferrailage de longrine

D'après RPA99 /modifié 2003 [1], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a). Dimensionnement

Pour les sites de catégories S_2 , S_3 on doit disposer des longrines de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

Chapitre VI : Etude des fondations

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone III et un $\alpha = 10$)

$$N = 2122,07 \text{ KN}$$

$$F = \frac{2122,07}{10} = 212,207 \geq 20kN \dots \dots \dots CV$$

b). Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{212,207}{348} = 6,09 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) [1] :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1556,89}{10} = 155,689 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{155,689}{201,63} = 7,72 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

Chapitre VI : Etude des fondations

d). Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/Version 2003[1] par :

$$S_t = \min(20cm; 15\phi_l)$$

On prend : $\phi = 8mm$
 $\phi_l = 12mm$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2)cm = 18cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

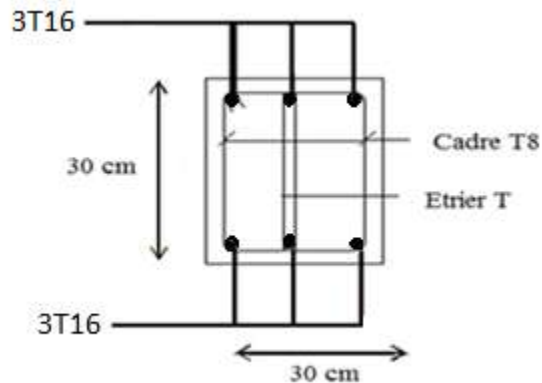


Figure VI.1 : Ferrailage de longrine.

VI.4. Voile périphérique :

Selon le règlement RPA2003 les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

VI.4.1. Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15cm$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures et de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Chapitre VI : Etude des fondations

On prend $e = 20\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

On prend : $A_v = 5T10 / ml$

▪ L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

▪ Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

On prend : $A_h = 5T10 / ml$

▪ L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

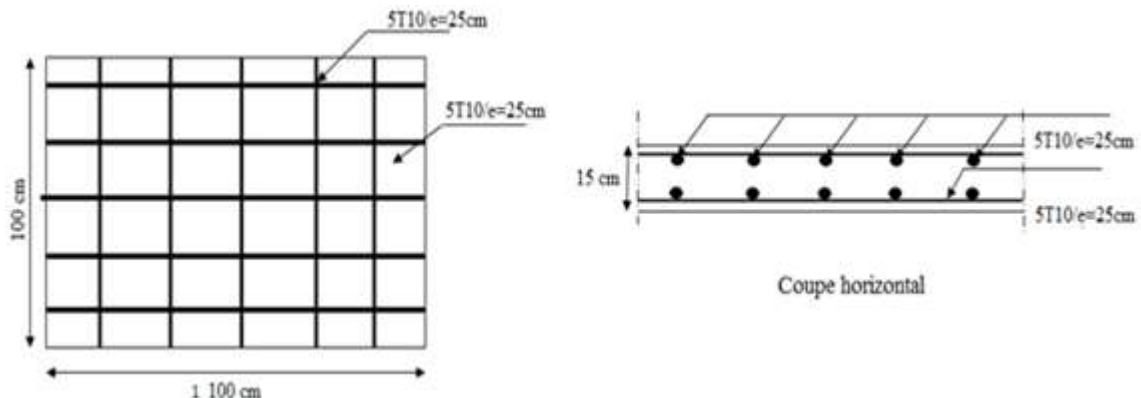


Figure VI.2. Ferrailage du voile périphérique.

VI.5. Etude préliminaire du choix de type de fondation :

Notre ouvrage étant contreventé par voiles porteurs avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.5 bars selon le rapport du sol, et une profondeur d'ancrage de 2 m, il y a lieu de projeter a priori des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions (RPA) :

$$G+Q\pm E$$

Chapitre VI : Etude des fondations

$$0,8G \pm E$$

Outres ces combinaisons le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

$$1.35G + 1.5Q_B$$

VI.5.1. Semelle isolée :

Nous proposons en premier cas des semelles isolées comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B $\Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations.

Point	FZ (KN)	A (m)	Point	FZ (KN)	A (m)	Point	FZ (KN)	A (m)
C 14	1556,89	3,22	C 27	1185,77	2,81	C 69	170,62	1,06
C 28	1514,01	3,17	C 7	1176,15	2,80	C 63	167,73	1,05
C 29	1488,08	3,14	C 13	988,6	2,56	C 65	163,95	1,04
C 20	1487,77	3,14	C 8	868,85	2,4	C 48	158,62	1,02
C 10	1475,37	3,13	C 22	832,37	2,35	C 67	147,37	1
C 17	1454,9	3,11	C 24	771,07	2,26	C 61	124,93	0,91
C 30	1303,78	2,94	C 4	730,93	2,2	C 49	124,04	0,9
C 19	1300,56	2,94	C 26	728,49	2,2	C 71	109,54	0,85
C 21	1246,53	2,88	C 47	181	1,09	C 52	107,81	0,84
C6	1244,83	2,88	C 46	173,31	1,07	C 45	96,74	0,8

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min}$ (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

- sens X-X

$$L_{\min} = 3,05 \text{ m}, A = 3,22 \text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 3,22 \text{ m} = 4,83 \text{ m} > L_{\min} = 3,05 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

- Sens y-y

$$L_{\min} = 3,05 \text{ m et}, A = 3,22 \text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 3,22 = 4,83 \text{ m} > L_{\min} = 3,05 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion :

Tenant compte des distances existantes entre les poteaux dans les deux directions. On peut conclure que l'emploi des semelles isolées est impossible, à cause de chevauchement de deux semelles voisines, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2. Semelles filantes :

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Tel que :

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré ($N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$).

S : section de la semelle ($S = B.L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes sens x-x :

Axe	N (KN)	L (m)	B (m)	B _{choisie} (m)
1	445,52	22,5	0,13	0,50
2	968,53	22,5	0,28	0,50
3	9103,79	29,5	2,05	2.20
4	9120,53	29,5	2,06	2.20
5	8825,69	29,5	1,99	2.20
6	3908,41	16,5	1,57	1.90
7	3231,14	16,5	1,30	1.90
8	3515,5	16,5	1,42	1.90

Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens y-y :

Axe	N (KN)	L (m)	B (m)	B _{choisie} (m)
A	3608,15	16,5	1,45	1,90
B	3259,07	16,5	1,31	1,90
C	4219,43	16,5	1,70	2,20
D	4513,9	16,5	1,82	2,20
E	7145,34	26,5	1,79	2,20
F	8200,97	26,5	2,06	2,20
G	7734,86	26,5	1,94	2,20
H	807,29	19,25	0,27	0,50
I	427,76	19,25	0,14	0,50

a) Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{\min}$$

Avec : L_{min} représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- Sens X-X : (L_{min} = 3,05m)

$$2,5 \times B = 2,5 \times 2,20 = 5,5 \text{ m} > L_{\min} = 3,05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- Sens Y-Y : (L_{min} = 3.05 m), $2,5 \times B = 2,5 \times 2,2 = 5,5 \text{ m} > L_{\min} = 3.05 \text{ m}$ - Condition non vérifiée.

b) Vérification de la surface :

Surface totale des semelles est : S_s = 194.77 m²

Surface totale du bâtiment est : S_b = 284 m²

Chapitre VI : Etude des fondations

Donc : $S_s / S_b = 0,68 > 0,50$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles et on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VI.6. Etude du radier général :

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Ce radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

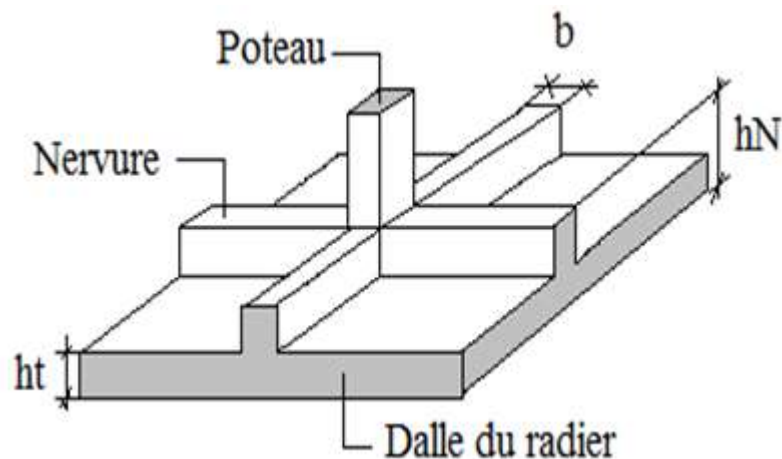


Figure VI.3. Radier général nervure

VI.6.1. Pré dimensionnement de radier :

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire : d'après l'auteur Y.Cheraït édition OPU Page 74

$$\text{Avec : } h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$ = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,75m \Rightarrow h_1 \geq 23,75cm, \quad \text{Alors On prend : } h = 30 \text{ cm. pour l'épaisseur de la dalle}$$

Chapitre VI : Etude des fondations

2- Nervure :

1. Largeur de la nervure

a. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{475}{10} = 47,5 \text{ cm}$$

Donc $b=55 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

2. La hauteur de nervure

b. Condition de flèche

la hauteur de nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 4,75 \text{ m}$

$\Rightarrow 31,66 \text{ cm} < h_{n1} < 47,5 \text{ cm}$; On prend $h_{n1} = 45 \text{ cm}$

c. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m)

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen)

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

Chapitre VI : Etude des fondations

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,75 m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 67,82 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 70 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,45 ; 0,70)$$

On prend : $h = 0,70 \text{ m}$.

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 70 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 55 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

✓ Vérification :

D'après **CBA93 (article A.5.1.1)** on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $N_u = 2122,07 \text{ kN}$, $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$ $b_0 = 1 \text{ m}$

1m (une bande de 1m de 4,75 longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{2122,07}{598,6} \times \frac{4,75}{2} \times 1 = 8,41 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{8,41}{1000 \times 270} = 3,11 \times 10^{-5} \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

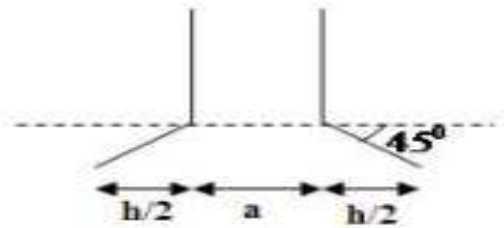


Figure .VI.4 : Schéma de transmission des charges

VI.6.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il 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 : $N = 47353,17$

$\sigma_{sol} = 1,5$ bars

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 315,68 \text{ m}^2 < S_b = 598,6 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment $598,6 \text{ m}^2$.

Donc la surface totale du radier est de $598,6 \text{ m}^2$

Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}.$$

➤ Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{107736,898}{47353,17} = 2,27m < \frac{29,5}{4} = 7,37m$$

Vérifié.

➤ Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{100104,206}{47353,17} = 2,11m < \frac{26,5}{4} = 6,62m$$

Vérifié.

a- Vérification au cisaillement :

Chapitre VI : Etude des fondations

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1 \text{m}$ (une bande de 1m de 4,75 longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{47353,17}{598,6} \times \frac{4,75}{2} \times 1 = 187,87 \text{KN}$$

$N_u = N_u$ (superstructure)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{187,87}{1 \times 0,9 \times 700} = 0,29 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} . \quad \text{Vérifié.}$$

VI.7. Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité :

$$x_G = 15,58 \text{ m}$$

$$y_G = 12,17 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 29545,1 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 38936,3 \text{m}^4$$

7.3.2.6. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{47353,17}{598,6} = 79,11 \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 79,11 \text{kN} / \text{m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 150 \text{kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

À l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$) % "μ

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{xx}} Y_G$$

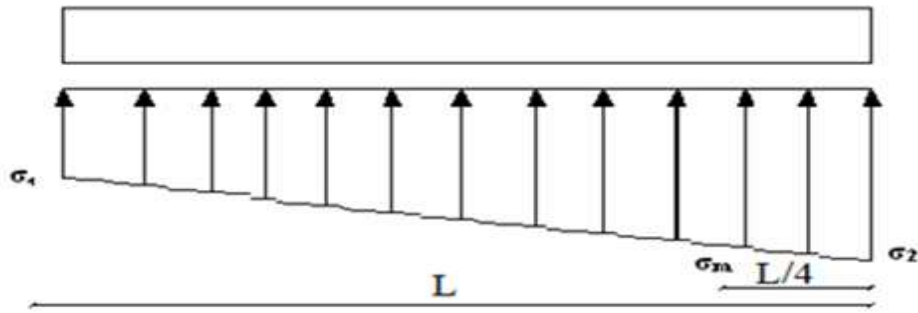


Figure VI.5. Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} [1]$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 64759,47 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 146997,57 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 136746,52 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	167	49,36	137,59
Sens y-y	164,51	51,85	136,34
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199,5$

a l'ELS :

$$N_{ser} = 47353,17 \text{ kN} ; S = 598,6 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

Chapitre VI : Etude des fondations

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.5. Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	146,5	11,71	112,80
Sens y-y	146,97	11,23	113,03
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199,5$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') donc pas de risque de soulèvement

Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 137,59 \text{ kN / m}^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 113,03 \text{ kN / m}^2$$

VI.7.2. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier :

a .1. Détermination des efforts : [1]

- 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 :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Chapitre VI : Etude des fondations

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**
 - Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
 - Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$ (autre appui).

- **Panneau intermédiaire :**
 - Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
 - Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
 - 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 : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2. Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 137,59 \text{ kN / m}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 113,03 \text{ kN / m}$$

a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{4,75}{4,75} = 1 < 1,00 \Rightarrow$ 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.

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	4,75	4,75	1	0,037	1	137,59	114,86	97,63	114,86	97,63	57,43

Chapitre VI : Etude des fondations

a .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELS.

Panneau le plus sollicité	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)
	4,75	4,75	1	0,037	1	113,03	94,35	80,19	94,35	80,19	47,17

a .5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=30\text{cm}$
 $d=0,9h=27\text{ cm}$

Tableau VI.8. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	97,63	0,09	0,12	25,70	10,91	8T14	12,32	15
	y-y	97,63	0,09	0,12	27,50	10,91	8T14	12,32	15
Appui	x-y	57,43	0,05	0,06	26,35	6,26	5T14	7,7	20

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15\text{cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 < 33\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20\text{cm}$

Chapitre VI : Etude des fondations

a .6. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 < 7,7 \text{ cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VI.9. Vérification des contraintes

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	80,19	12,32	6,8	15	187,9	201,63	Non vérifié
	y-y	80,19	12,32	6,8	15	195,8	201,63	Non vérifié
Appuis	x-y	47,17	7,7	6,1	15	191,3	201,63	Non vérifié

Remarque :

La vérification des contraintes a l'ELS n'est pas vérifié donc ou doit augmenter les sections de ferrailage .

Tableau VI.10. Vérification des contraintes

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>Choix</i>	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	80,19	8T14+8T12	21,37	9,03	15	200,5	201,63	vérifié
	y-y	80,19	8T14+8T12	21,37	9,03	15	200,5	201,63	vérifié
Appuis	x-y	47,17	8T14	12,32	6,65	15	194,2	201,63	vérifié

VI.7.3. Ferrailage des nervures :

b .1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99 [1]**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

Chapitre VI : Etude des fondations

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_t=0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b=55\text{cm}$; $h=70\text{cm}$; $d=63\text{cm}$

- Sens (x-x) et (y-y):

$L=4,75\text{m}$; $P=137,59\text{ kN/ml}$; $M_0 = 388,05\text{ kNm}$

Tableau VI.11.Ferraillage des nervures suivant x-x et y-y

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	329,84	0,11	0,15	59,22	16	8T16	16,08
Appuis	194,03	0,06	0,08	60,98	9,14	4T16+2T12	10,30

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,18\text{cm}^2 < 10,30\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Tableau VI.12. Vérification des contraintes 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	270,96	16,08	7,94	15	302,5	201,63	Non vérifié
	y-y	270,96	16,08	7,94	15	302,5	201,63	Non vérifié
Appuis	x-y	135,48	10,30	4,95	15	232,6	201,63	Non vérifié

Remarque :

La vérification des contraintes a l'ELS n'est pas vérifié donc on doit augmenter les sections de ferraillage .

Tableau VI.13. Vérification des contraintes ELS

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>Choix</i>	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	270,96	8T16+6T12	25,32	6,29	15	194,9	201,63	vérifié
	y-y	270,96	8T16+6T12	16,08	6,29	15	194,9	201,63	vérifié
Appuis	x-y	135,48	6T14+4T12	13,76	4,29	15	175,8	201,63	vérifié

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{137,59 \times 4,75}{2} = 326,77 kN$$

$$\tau_u = \frac{326,77 \cdot 10^3}{550 \times 630} = 0,94 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

▪ BAEI 91 modifié 99 [1] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) = 0,47 MPa$$

▪ RPA99 version 2003 [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 17,5cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale} ;$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$\text{Avec : } \phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,8cm \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\max} = 5,33mm$$

$f_c=400MPa$; $\tau_u=0,94 MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $b=55cm$; $d=63cm$; On trouve :

Tableau VI.14. Espacement des armatures transversales

	<i>Section [cm²]</i>	<i>Zone</i>	<i>S_t RPA99 [cm]</i>	<i>S_t BAEL91 [cm]</i>	<i>S_t choisit [cm]</i>
Nervure Sens x-x	55 × 70	Courante	45	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	55 × 70	Courante	45	40	25
		Nodale	15		15

Tableau VI.15. Choix des armatures transversales

	<i>Section [cm²]</i>	<i>Zone</i>	<i>S_t [cm]</i>	<i>Ø_t</i>	<i>A_t calculée [cm²]</i>	<i>A_t choisit [cm²]</i>	<i>Choix des barres</i>
Nervure Sens x-x	55 × 70	Courante	25	10	4,13	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47	4,71	6T10
Nervure Sens y-y	55 × 70	Courante	25	10	4,13	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47	4,71	6T10

○ **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,37 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 2,28 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

VI.7.4. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{ cm}^2 / m$ pour les armatures de peau

Donc on prend **4T12 = 4,52 cm²**

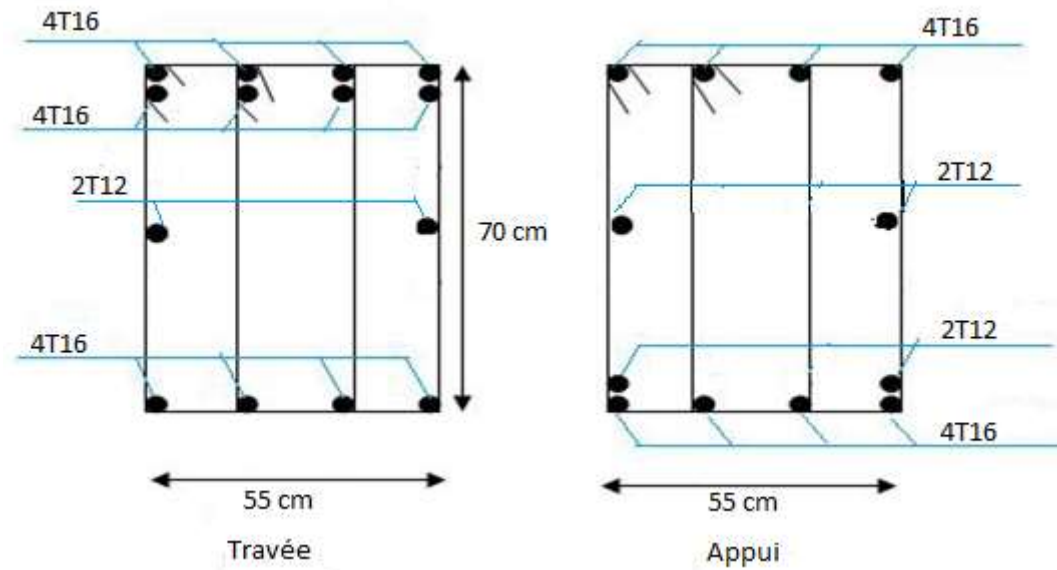


Figure VI.6. Ferrailage des nervures sens x-x et y-y

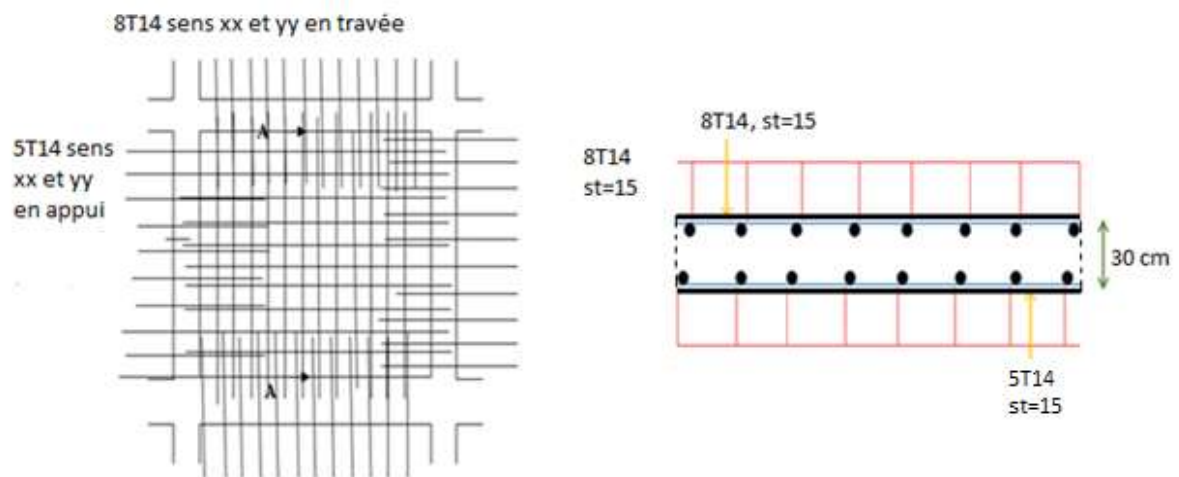


Figure VI.7. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y

VI.8. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 0,5\text{m}$ le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$.

Le ferrailage sera fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable.

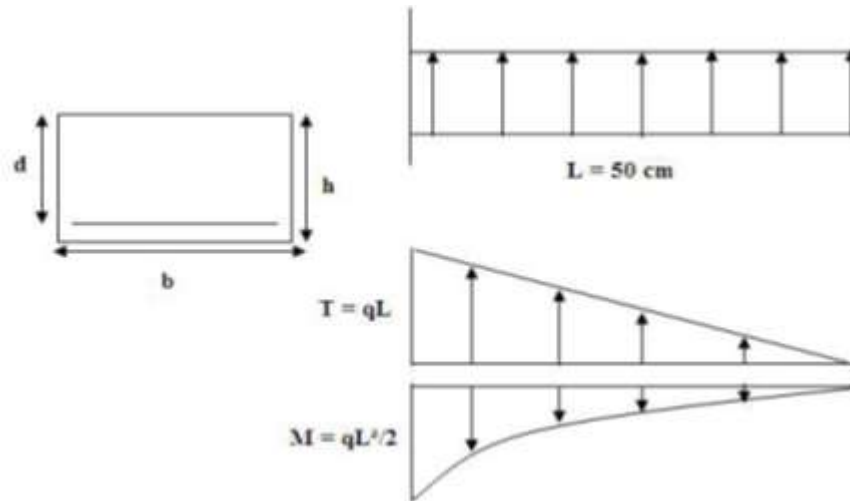


Figure .VI.8. : Représentation schématique de débord

Calcul de ferrailage :

$b=100\text{cm}$, $h=30\text{ cm}$, $d = 27\text{ cm}$, $L = 0,5\text{m}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$q_u = 137,59\text{ KN/ml}$, $q_s = 113,03\text{ KN/ml}$

Tableau VI.16. Ferrailage de panneau débord :

Mu(kn.m)	μ	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	St(cm)
17,2	0,016	0.02	26,78	1,84	5T14	7,7	20

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26\text{cm}^2 < 7,7\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,93\text{cm}^2$$

On adopte 4T12= $4,52\text{ cm}^2$, $S_t=25\text{cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{\text{ser}}=113,03\text{ kN/ml}$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{2} = 14,13\text{kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.17. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
14,13	7,7	1,51	15	74,2	201,6	OK

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : **CBA article B.5.6**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0029 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.6 \geq 0.1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant :

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

$$T_u = q_u \times L = 137,59 \times 0,5 = 68,80 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{68,80 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0,25MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis également de comprendre les différentes techniques et mieux d'apprendre les logiciels de calcul, ainsi que les réglementations qui régissent les principes de conception et de calcul des structures dans le secteur de la construction.

Ce travail nous a permis de voir en détail toutes les étapes à suivre dans le calcul du bâtiment, ainsi que dans la sélection de ces éléments.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- ✓ L'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.
- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, y compris les ouvertures des portes et des fenêtres et les espaces de rotation, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du génie civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes
- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

RÉFÉRENCES

Règlements :

- ❖ Règles parasismique Algérienne **RPA99 modifié en 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR.BC 2.2**
- ❖ BAEL 91modifié 99
- ❖ Cours et TD pendant toute notre formation.
- ❖ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry Thonier (tome1)).
- ❖ Calcul des ouvrages en béton suivent les règles BAEL.91
- ❖ Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91,

Livre :

- ❖ Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Mr : Jean Pierre Mougins).
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait).
- ❖ Béton armé guide de calcul (Mr : H. Renaud et J.Lamirault).
- ❖ Formulaire de béton armé (Mr : Davidovici).
- ❖ Mémoires

Logiciel:

- ❖ AUTOCAD 2014.....Dessin.
- ❖ Excel 2013 Calcul.
- ❖ Word 2013 Traitement de texte .
- ❖ Power point 2013 Présentation de mémoire.
- ❖ Paint Traitement des images.

Organigramme

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

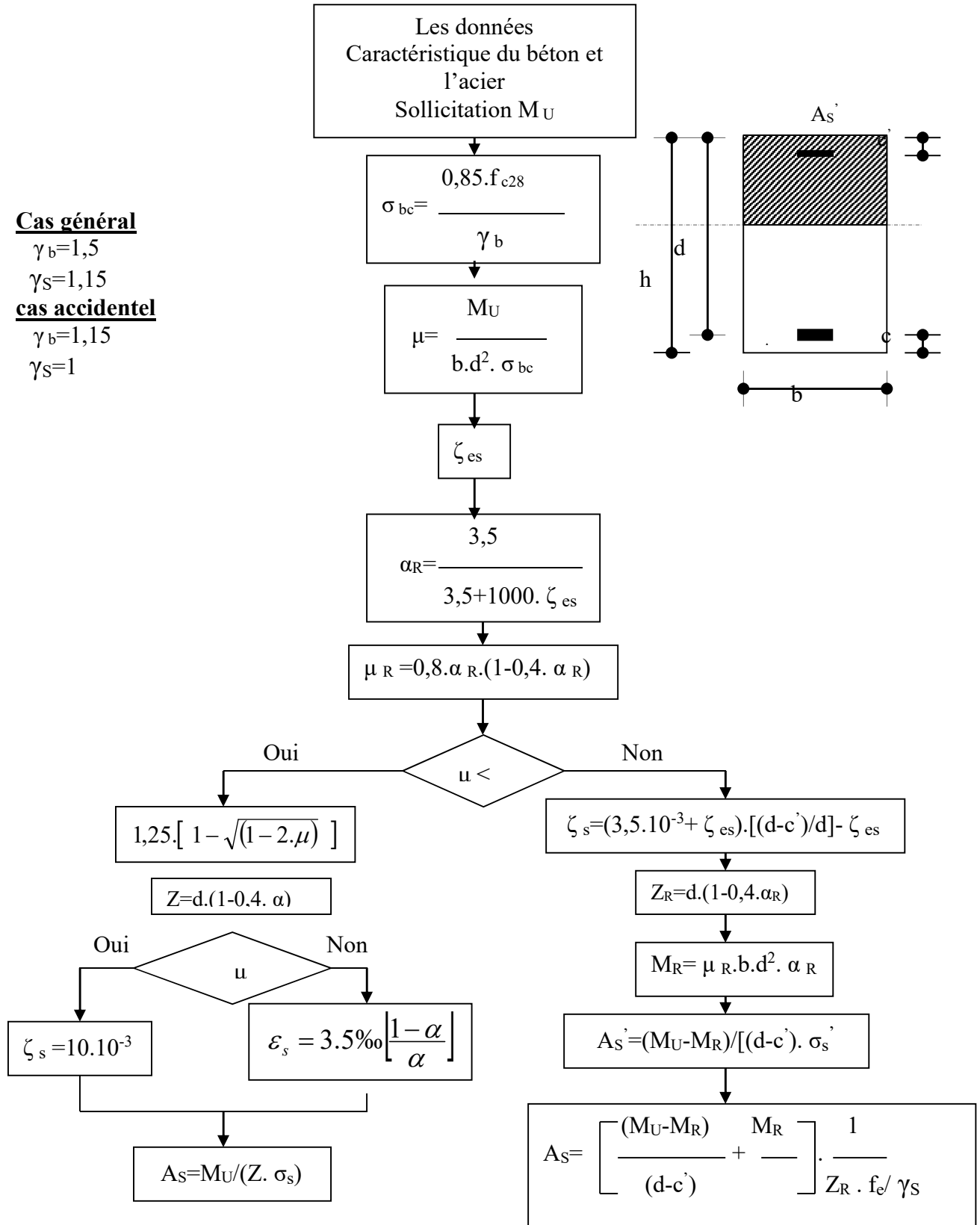
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentel

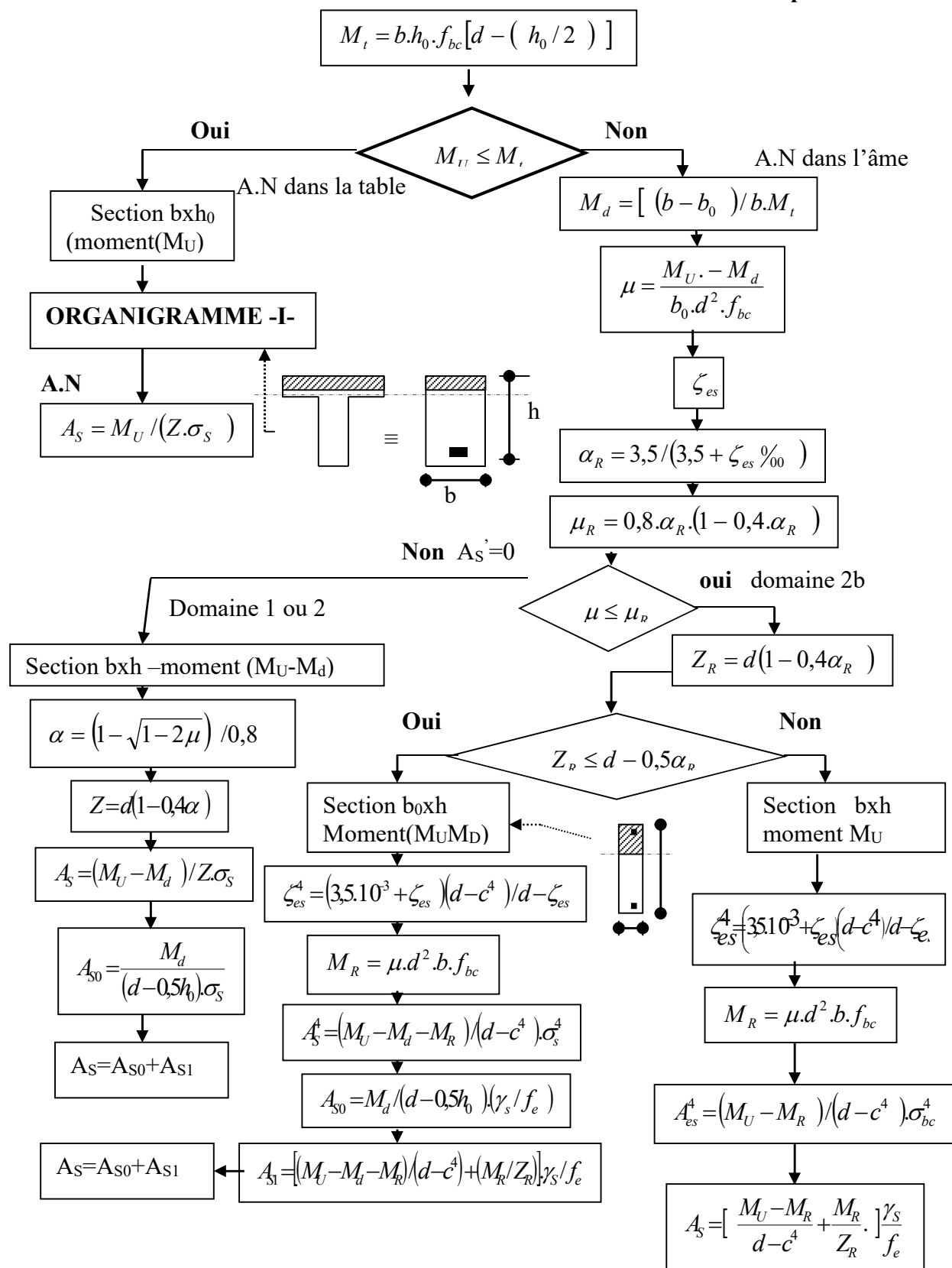
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



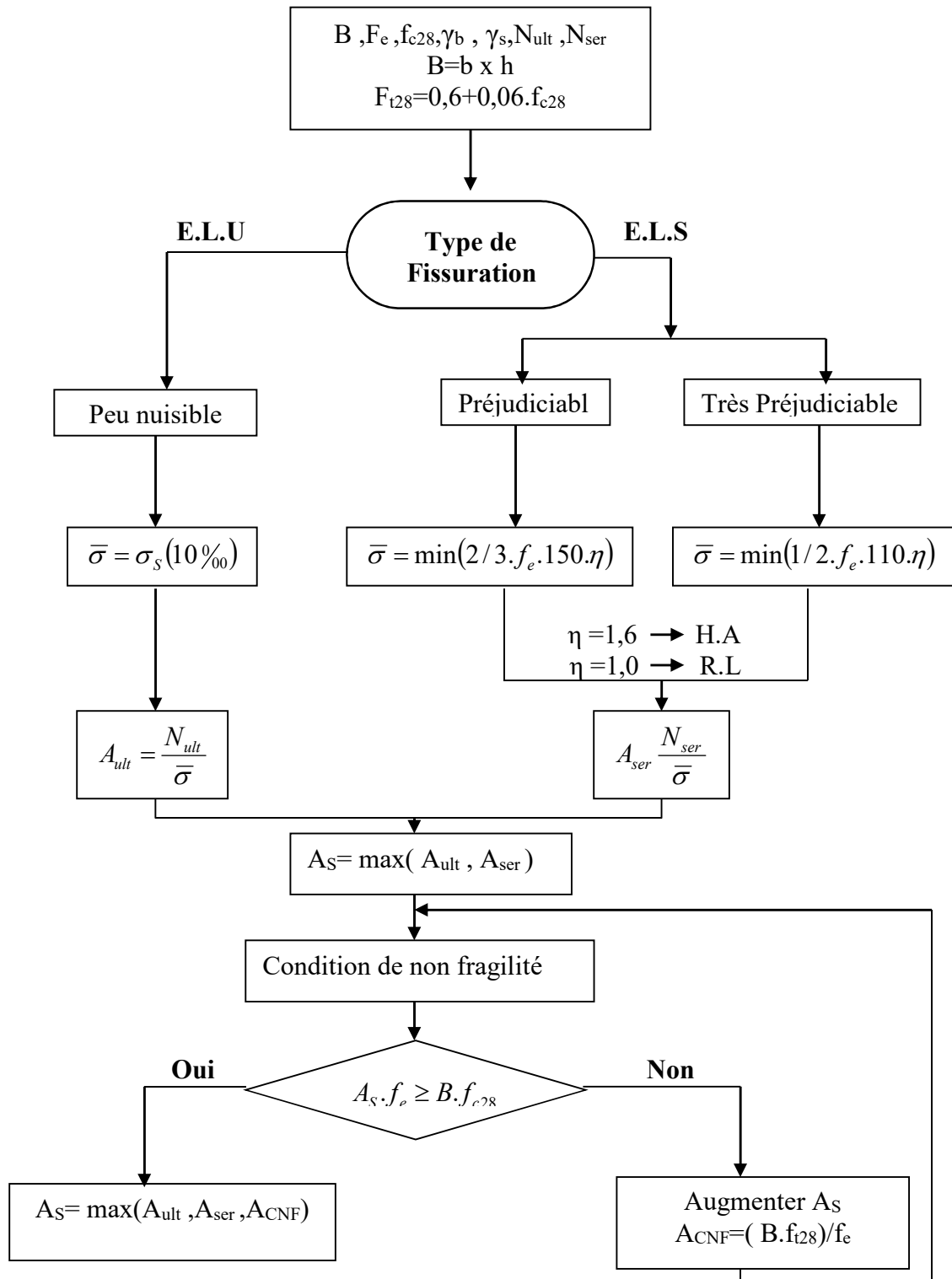
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



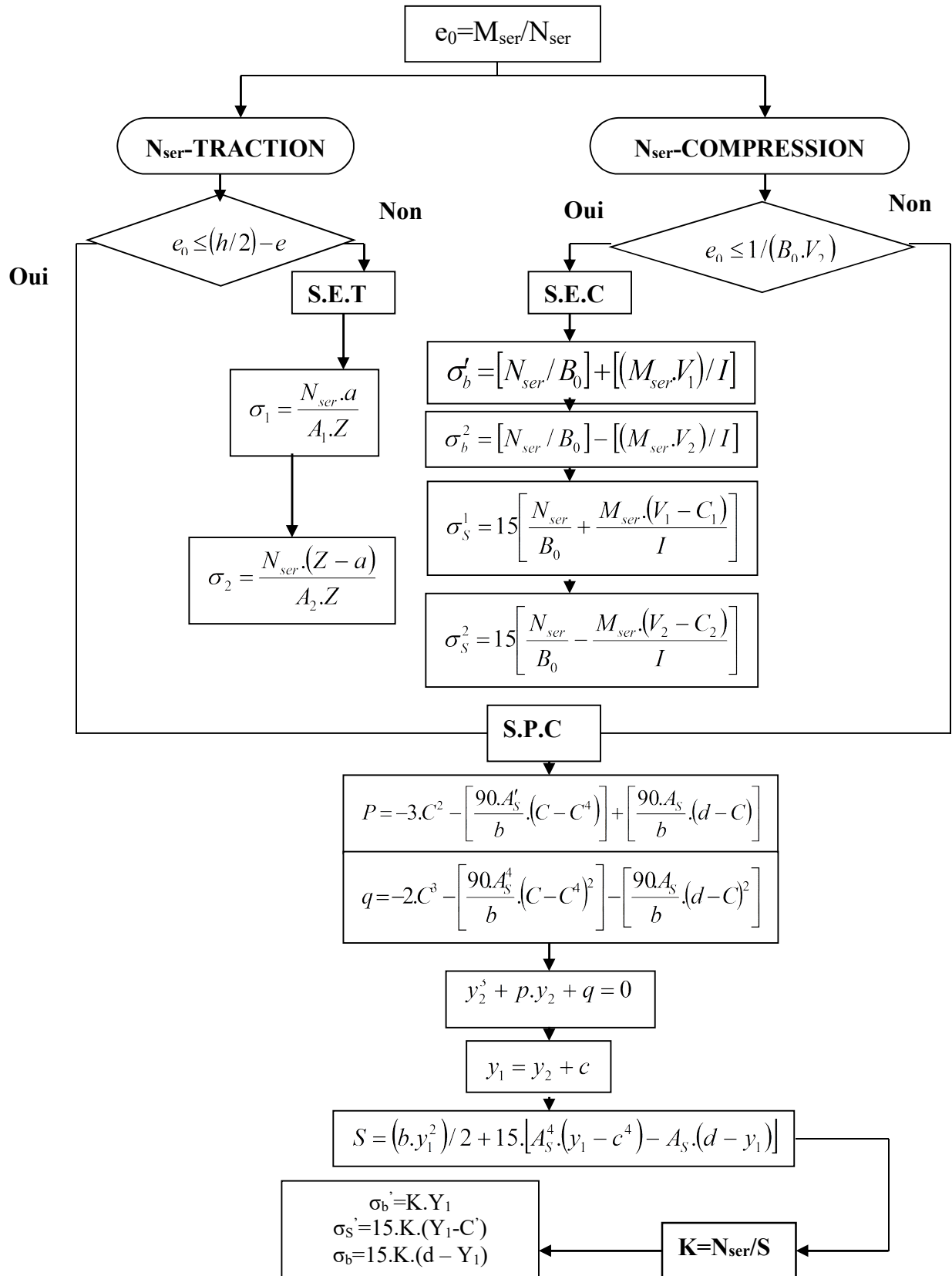
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple



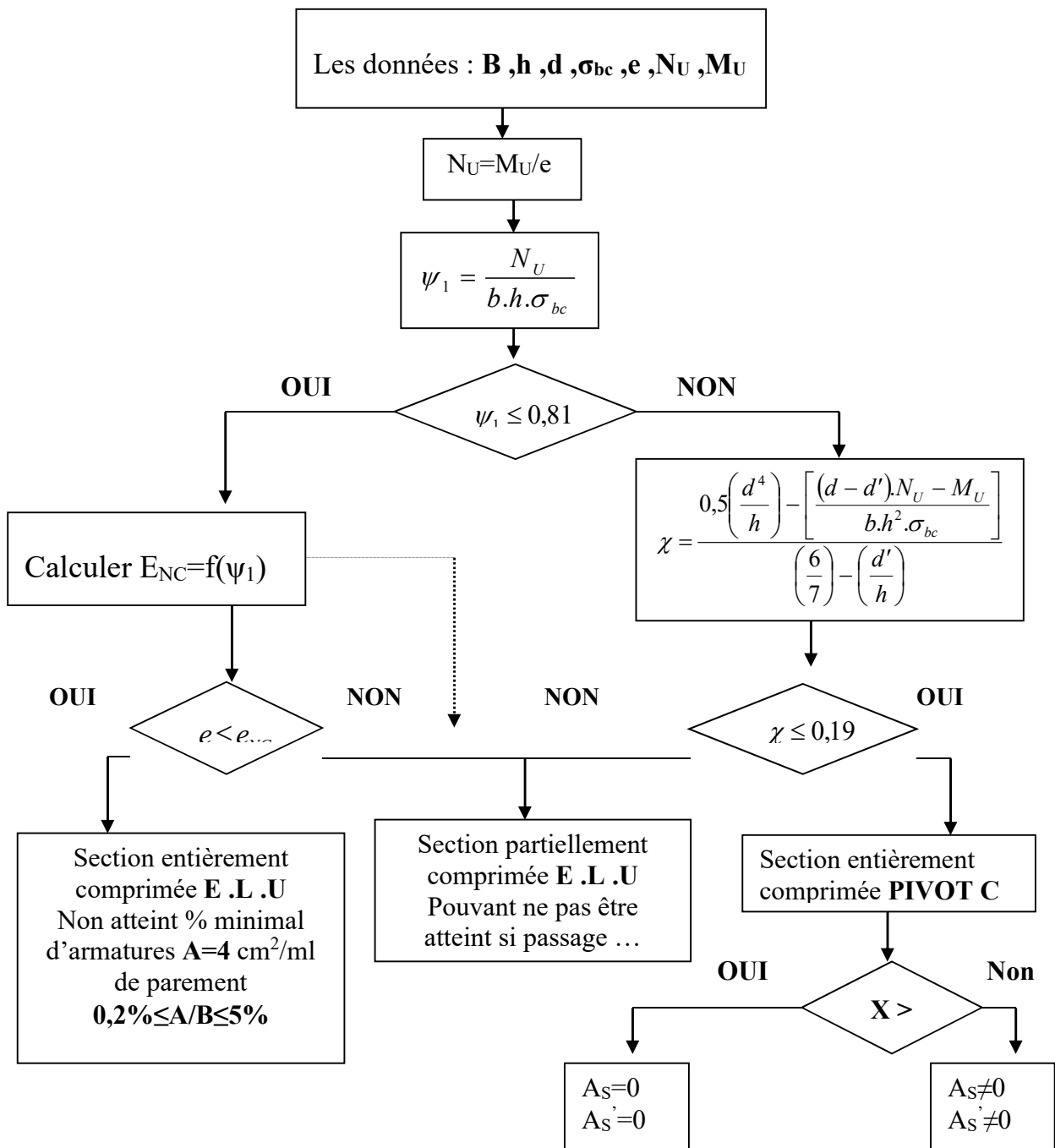
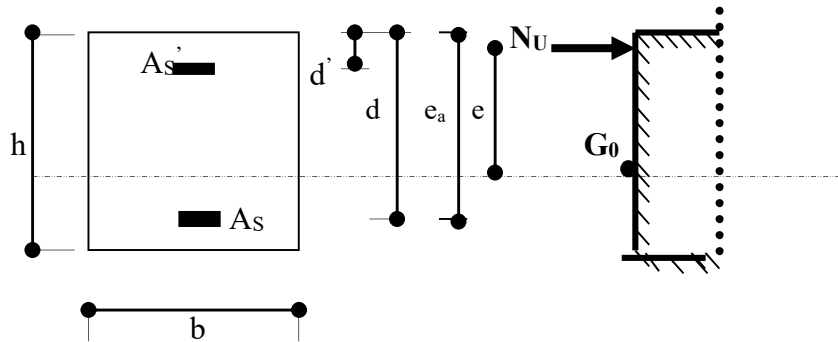
ORGANIGRAMME-4-

Flexion composee à E.L.



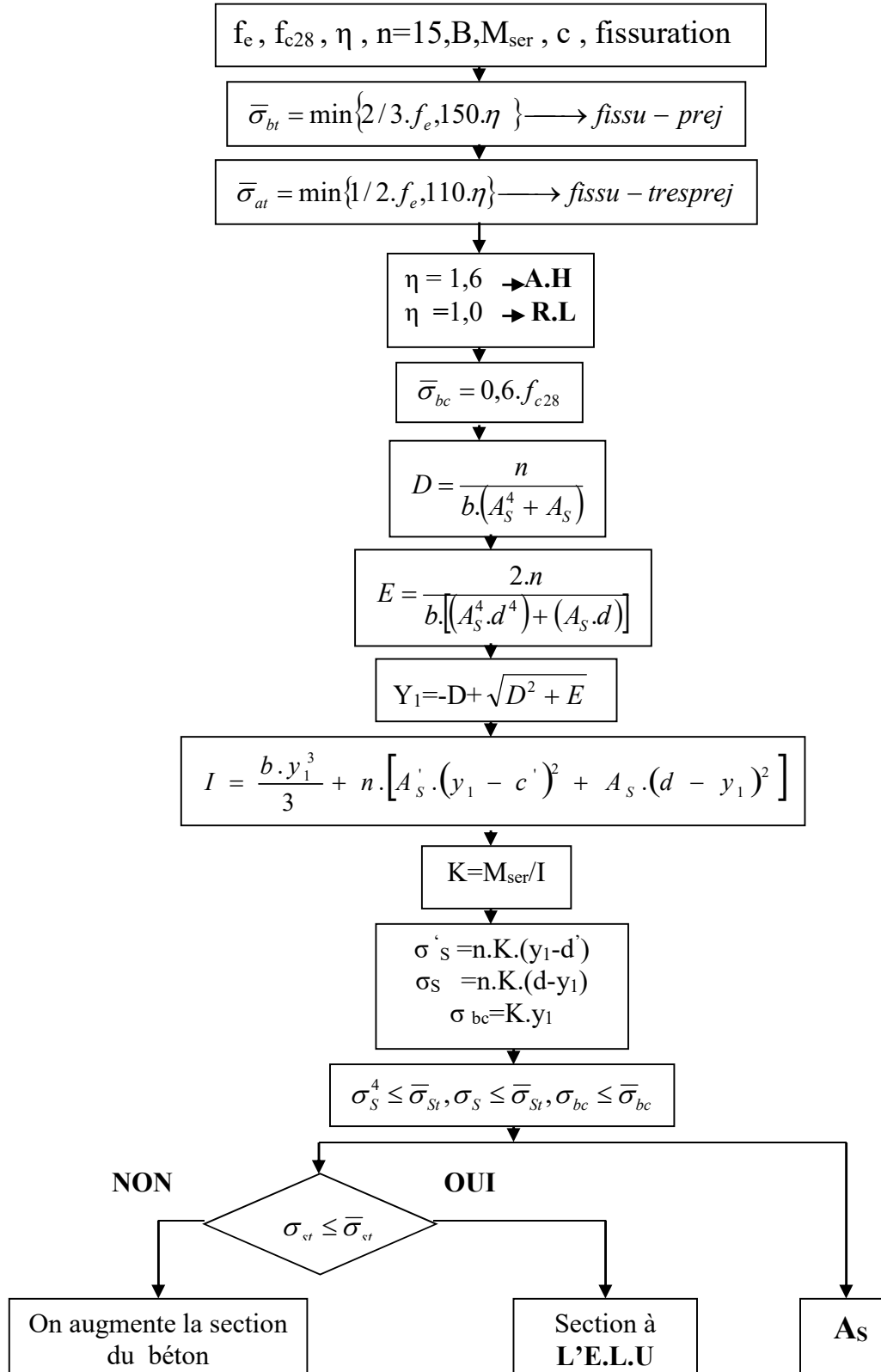
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire A l'E.L.U en flexion composée



Organigramme -6-

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

