

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur

et de la recherche scientifique

Université de Djilali Bounaama khemis miliana

Faculté des sciences et de la technologie

Département de la technologie

Filière : génie civil



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : structures

Thème :

**Effet de la variation
de la résistance
caractéristique sur la
stabilité d'une
structure en béton armé
contreventée
par voiles porteurs**

Présenté par :

Mr. Yousfi Sadiq

Mr. Hamrani Abdelgani

MAHFOUD

Encadré par :

Dr. TOUHARI

Membres de jury :

- Dr. KOUIDER DJELLOUL

- Dr. HAMLHI Hami

2019/2020



Remerciement

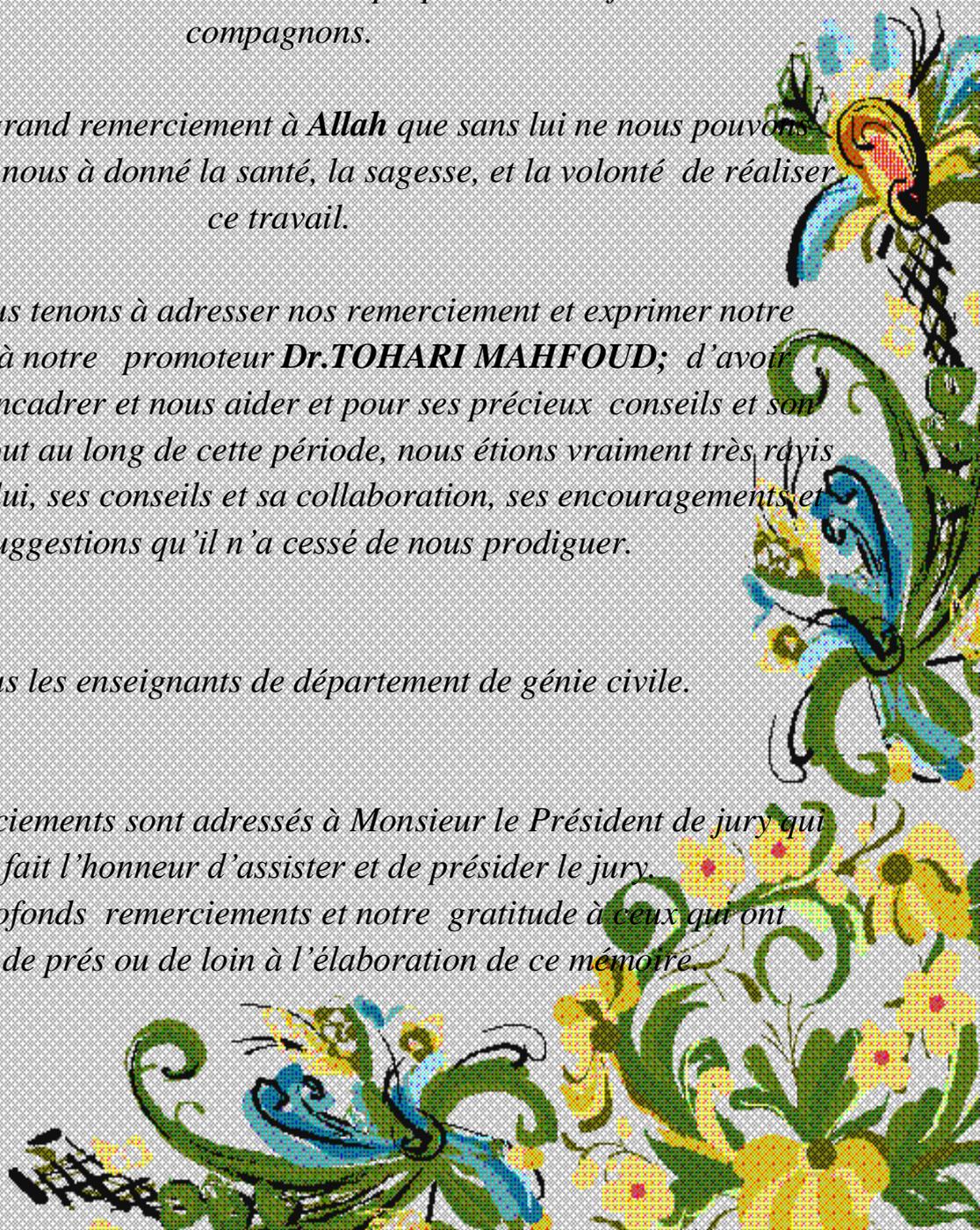
Au nom d'Allah le Clément le Miséricordieux, le Compatissant et que sa Miséricorde, et son Salut soient sur notre prophète, sur sa famille et ses compagnons.

Louange et le grand remerciement à Allah que sans lui ne nous pouvons jamais exister, qui nous à donné la santé, la sagesse, et la volonté de réaliser ce travail.

*Et bien sûr nous tenons à adresser nos remerciement et exprimer notre reconnaissance à notre promoteur **Dr.TOHARI MAHFOUD**; d'avoir accepté de nous encadrer et nous aider et pour ses précieux conseils et son extrême patience tout au long de cette période, nous étions vraiment très ravis de travailler avec lui, ses conseils et sa collaboration, ses encouragements et ses suggestions qu'il n'a cessé de nous prodiguer.*

• *Tous les enseignants de département de génie civile.*

*Nos vifs remerciements sont adressés à Monsieur le Président de jury qui nous a fait l'honneur d'assister et de présider le jury.
Enfin nos profonds remerciements et notre gratitude à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*



Dédicace

Je dédie ce modeste travail qui n'est d'autre que le fruit de longues années d'études à l'homme qui a éclairé ma vie par ces conseils et qui m'a présenté tout le soutien durant ma carrière.

A Ma très chère mère symbole de tendresse et d'amour qui m'a toujours soutenu.

À...

Mon cher père, Ma chère mère,

*Très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup
Mes frères et Mes sœurs*

Bi Nome : HAMRANI ABD ELGHANI

*A Mes fidèles amis qui représentent pour moi une vraie famille
et commence par : KARIM ; MHAMED; OSSAMA ET BI SUR
MOSSA BES*

*Mon encadreur : Dr. TOHARI MAHFOUD
ET A TOUS MES ENSEIGNANTS DE GENIE CIVIL
A TOUTE LA PROMOTION 2019/2020*

"رحم الله أحبابا لنا تحت الثرى"

YOUSFI SAD



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.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- 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.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- 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.
- Y : Position de l'axe neutre.

LIST DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	5
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	5
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	7
Figure (II.1): plancher à corps creux.....	9
Figure (II.2) : Dimension du balcon.....	9
Figure (II.3) : Coupe plancher terrasse.....	10
Figure (II.4) : Coupe plancher étage courant.....	12
Figure (II.5) : schéma de l'acrotère.....	12
Figure (II.6) : Murs extérieurs (doubles cloisons).....	13
Figure (II.7) : Schéma représenté la poutre porteuse	15
Figure (II.8) : Schéma représenté la poutre non porteuse	15
Figure (II.9) : Schéma représenté la poutre incline (porteuse).....	16
Figure (II.10) : Les types des poteaux.....	21
Figure (II.11) : Coupes de voiles en plan pour différents cas.....	29
Figure (III.1) : Dimensions et sollicitation de l'acrotère.....	30
Figure (III.2) : diagrammes de l'effort à l'ELU.....	31
Figure (III.3) : diagrammes de l'effort à l'ELS.....	31
Figure (III.4) : ferrailage d'acrotère.....	37
Figure (III.5) : Schéma statique de la coupe de plancher.....	38
Figure (III.6) : La largeur de la poutrelle.....	39
Figure (III.7) : Coupe verticale du corps creux.....	40
Figure(III.8) : Poutrelle préfabriquée.....	40
Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle à six (06) travées.....	45
Figure III.10 : Diagramme de moment à l'ELU.....	47
Figure III.11 : Diagramme de moment à l'ELS.....	47
Figure III.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	48
Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	48

Figure(III.14) : Section de la poutrelle.....	49
Figure (III.15) : Schéma de ferrailages des poutrelles pour RDC et étage courant....	57
Figure (III.16) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	58
Figure (III.17) : Schéma de balcon.....	58
Figure (III.18) : Schéma représenter les charges dans le balcon.....	60
Figure (III.19) : Schéma représente la section de calcul.....	60
Figure (III.20) : ferrailage du balcon pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	65
Figure (III.21) : ferrailage du balcon pour $f_{c28}=30\text{MPa}$	65
Figure III-22: Schémas Statique des escaliers.....	68
Figure (III.23) : Ferrailage final.....	75
Figure (III.24) : Ferrailage de poutre palier.....	83
Figure 4.1. Spectre de réponse.....	91
Figure 4.2 Modèle initial de disposition des voiles.....	96
Figure 4.3. Comportement des trois premiers modes du modèle initial.....	97
Figure 4.4. Deuxième modèle de disposition des voiles.....	102
Figure 4.5. Comportement des trois premiers modes du 2 ^{ème} modèle.....	103
Figure 4.6. Comportement des trois premiers modes du modèle final (E_{ij}).....	108
Figure 4.7.Evaluation des effets du second ordre.....	112
Figure 4.11 : Choix final de disposition des voiles de contreventement des deux bâtiments ($F_{c28}=25\text{MPa}$ et $F_{c28}=30\text{MPa}$).....	115
Figure V-1: Ferrailage des poteaux pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	132
Figure V-2: Ferrailage des poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$	133
Figure (V.3) : Arrêt des barres.....	140
Figure (V.4) : ferrailage poutre porteuse et non porteuse pour $f_{c28}=25$	144
Figure (V.5) : ferrailage poutre porteuse et non porteuse pour $f_{c28}=30$	145
Figure V.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	147
Figure V.7 : <i>Disposition des armatures verticales dans les voiles</i>	148

Figure V.8. Vue en plan du voile plein en L.....	149
Figure (V.9) : Schémas de ferrailage du voile VL8.....	153
Figure (V.10) : Schémas de nomination des voiles	154
Figure (VI.1) : Ferrailage du voile périphérique	160
Figure VI.2 : Semelles isolée sous poteaux.....	160
Figure (VI.3). Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux..	168
Figure (VI.4). Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée.....	171
Figure (VI.5).Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	177
Figure (VI.6).Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (X-X)	186
Figure (VI.7).Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (Y-Y)	187
Figure (VI.8).Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (X-X).....	187
Figure (VI.9). Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (Y-Y).....	187
Figure (VII.1) : Les variations de section de béton en fonction de l'étage.....	191
Figure (VII.2) : pourcentage de béton des poteaux pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$ MPa.....	191
Figure (VII.3) : Les variations de section d'acier longitudinal en fonction de l'étage.	191
Figure (VII.4) : Le pourcentage d'acier longitudinal des poteaux pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$	192
Figure (VII.5) : variations de section de béton en fonction de type de poutre.....	193
Figure (VII.6) : pourcentage de béton des poutres pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$ MPa.....	193
Figure (VII.7) : Les variations de section d'acier de l'appui en fonction de l'étage.....	193
Figure (VII.8) :Le pourcentage d'acier d'appuis pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	194
Figure (VII.9) : Les variations de section d'acier de travée en fonction de l'étage.....	194
Figure (VII.10) :Le pourcentage d'acier de travée pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	194
Figure (VII.11) : Les variations de section d'acier de l'appui en fonction de l'étage.....	195
Figure (VII.12) :Le pourcentage d'acier d'appuis pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	196

Figure (VII.13) : Les variations de section d'acier de travée en fonction de l'étage.....	196
Figure (VII.14) : Le pourcentage d'acier de travée pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	196
Figure (VII.15) : Les variations de section d'acier de travée en fonction de l'étage.....	197
Figure (VII.16) : Le pourcentage d'acier pour les balcon pour $f_{c28}= 30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$ MPa	197
Figure (VII.17): Les Disposition des voiles	198
Figure (VII.18): La section d'acier des voiles.....	198
Figure (VII.19) : Le pourcentage d'acier pour les voiles pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport pour $f_{c28}=25$ MPa	199
Figure (VII.20): Le volume de béton de radier.....	199
Figure (VII.21) : Le pourcentage de béton pour le radier pour $f_{c28}= 25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	199
Figure (VII.22): La section d'acier de radier.....	200
Figure (VII.23) : Le pourcentage d'acier de travée pour le radier $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	200
Figure (VII.24) : Le pourcentage d'acier de l'appuis pour le radier $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	200
Figure (VII.25): Le volume de béton des nervures.....	201
Figure (VII.26) : Le pourcentage de béton pour les nervures de pour $f_{c28}= 25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.....	201
Figure (VII.27): La section d'acier des nervures.....	202
Figure (VII.28) : Le pourcentage d'acier de travée pour les nervures pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport pour $f_{c28}=30$ MPa.....	202
Figure (VII.29) : Le pourcentage d'acier de l'appuis pour les nervure pour $f_{c28}= 25$ MPa par rapport pour $f_{c28}=30$ MPa	202

LIST DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	6
Tableau (II.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	10
Tableau (II.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	11
Tableau (II.3) : Evaluation des charges permanentes du plancher RDC+1 ^{er} étage.....	11
Tableau (II.4) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	12
Tableau (II.5) : Charge concentré du poids propre de mur	12
Tableau (II.6) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	13
Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes de palier.....	14
Tableau (II.8) : Evaluation des charges permanentes de volée.....	14
Tableau (II.10) : Les dimensions des poutres	19
Tableau (II.11) : Les dimensions des poteaux de rive pour $f_{c28}=25$ MPa	24
Tableau (II.12) : Les dimensions des poteaux de rive pour $f_{c28}=30$ MPa	24
Tableau (II.13) : Les dimensions des poteaux central pour $f_{c28}=25$ MPa	26
Tableau (II.14) : Les dimensions des poteaux central pour $f_{c28}=30$ MPa	27
Tableau (II.15) : Choix des sections des poteaux.....	27
Tableau(III.1) : les données.....	32
Tableau(III.2) : les données des poutrelles.....	41
Tableau(III.3) : les charges sur les planchers.....	42
Tableau(III.4) : Combinaison des charges.....	42
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif de calcul des moments et des efforts tranchants.....	47
Tableau(III.6) : Efforts maximaux en appuis et en travées.....	48
Tableau(III.7) : représentation des données.....	49
Tableau(III.8) : Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S.....	52
Tableau(III.9) : Vérification de la flèche.....	54
Tableau(III.10) : les données.....	55
Tableau (III.11) : Charge concentré au poids propre du mur	59
Tableau (III.12) : les sections d'armateur.....	64
Tableau (III.13) : combinaison des charge.....	68
Tableau(III.14) : les données.....	78
Tableau (III.15) : les sections d'armateur de poutre palier.....	83
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	91
Tableau 4.2. Paramètres sismiques.....	95
Tableau 4.3. Vérification des périodes.....	97
Tableau 4.4. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=25$ MPa).....	98
Tableau 4.5. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=30$ MPa).....	98

Tableau 4.6. Calcul de force sismique pour les deux bâtiments.....	99
Tableau 4.7. Vérification de la résultante de force sismique	99
Tableau 4.8. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	100
Tableau 4.9. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	101
Tableau 4.10. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	101
Tableau 4.11. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	101
Tableau 4.12. Vérification des périodes.....	103
Tableau 4.13. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	104
Tableau 4.15. Calcul de la force sismique	105
Tableau 4.14. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	104
Tableau 4.16. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	105
Tableau 4.17. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ($f_{c28}=25\text{MPa}$)....	105
Tableau 4.18. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ($f_{c28}=30\text{MPa}$)....	106
Tableau 4.19. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y ($f_{c28}=25\text{MPa}$)....	106
Tableau 4.20. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y ($f_{c28}=30\text{MPa}$)....	106
Tableau 4.21. Vérification des périodes	108
Tableau 4.22. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	108
Tableau 4.23. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	109
Tableau 4.24. Calcul de la force sismique.....	110
Tableau 4.25. Vérification de la résultante des forces sismique	110
Tableau 4.26. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ($f_{c28}=25\text{MPa}$)....	110
Tableau 4.27. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	111
Tableau 4.28. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	111
Tableau 4.29. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	111
Tableau 4.30. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	113
Tableau 4.31. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	113
Tableau 4.32. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y ($f_{c28}=25\text{MPa}$).....	114
Tableau 4.33. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y ($f_{c28}=30\text{MPa}$).....	114
Tableau (V.1) : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	116
Tableau (V.2) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	118
Tableau (V.3) : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	118
Tableau (V.4) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	119
Tableau (V.5) : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	119
Tableau (V.6) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	120
Tableau (V.7) : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	120
Tableau (V.8) : Choix des armatures des poteaux pour $f_{c25}=25\text{MPa}$	121
Tableau (V.9) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	121

Tableau (V.10) : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	122
Tableau (V.11) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	122
Tableau (V.12) : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	122
Tableau (V.13) : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	123
Tableau (V.14) : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	123
Tableau (V.15) : Choix des armatures des poteaux pour $f_{c25}=30\text{MPa}$	123
Tableau (V.16) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c25}=25\text{MPa}$	124
Tableau (V.17) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c25}=25\text{MPa}$	125
Tableau (V.18) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$	125
Tableau (V.19) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$	125
Tableau(V.20):Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux pour $f_{c28}= 25\text{MPa}$..	127
Tableau(V.21):Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$..	127
Tableau (V.22) Espacements maximales selon RPA99.....	129
Tableau (V.23) : Choix des armatures transversales pour les poteaux	130
Tableau (V.24) : Espacements maximales selon RPA99.....	130
Tableau (V.25) : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	131
Tableau (V.26) : les moments dans les poutres porteuses et non porteuses.....	134
Tableau (V.27) : Ferrailage des poutres.....	134
Tableau (V.28) : Choix du ferrailage des poutres.....	135
Tableau (V.29) : les moments dans les poutres porteuses et non porteuses.....	135
Tableau (V.30) : Ferrailage des poutres.....	135
Tableau (V.31) : Choix du ferrailage des poutres.....	135
Tableau (V.32) : Vérification des contraintes des poutres	137
Tableau (V.33) : Vérification des contraintes des poutres.....	137
Tableau (V.34) : Tableau récapitulatif Vérification de l'effort tranchant pour $f_{c28}=25\text{MP}$	138
Tableau (V.35) : Tableau récapitulatif Vérification de l'effort tranchant pour $f_{c28}=30\text{MPa}$	138
Tableau (V.36) : Tableau récapitulatif des armatures transversales pour $f_{c28} =25\text{MPa}$	139
Tableau (V.37) : Tableau récapitulatif des armatures transversales pour $f_{c28} =30\text{MPa}$	139
Tableau (V.38) : Vérification de la flèche pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$	141
Tableau (V.39) : Vérification de la flèche	142
Tableau (V.40) : Vérification de la flèche pour $f_{c28} = 30\text{MPa}$	142
Tableau (V.41) : Vérification de la flèche	143
Tableau (V.42) :Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant x-x.....	154
Tableau (V.43) :Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x.....	154
Tableau (V.44) :Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y.....	155
Tableau (V.45) :Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y.....	155

Tableau (V.46) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x.....	155
Tableau (V.47) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y.....	155
Tableau (V.48) : Choix d'armature des voiles.....	156
Tableau (V.49) : Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant x-x.....	156
Tableau (V.50) : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x.....	156
Tableau (V.51) : Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y.....	157
Tableau (V.52) : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y.....	157
Tableau (V.53) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x.....	157
Tableau (V.54) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y.....	157
Tableau (V.55) : Choix d'armature des voiles.....	157
Tableau VI.1: Sections des semelles isolées pour $f_{c28}= 25$ MPa.....	160
Tableau VI.2: Sections des semelles isolées	161
Tableau VI.3: Sections des semelles filantes.....	166
Tableau (VI.4) : Les dimensions des radier est nervure pour 25 Mpa et 45 Mpa.....	169
Tableau (VI.5) : Vérification de soulèvement pour $f_{c28}=25$ MPa.....	172
Tableau (VI.6) : Vérification de soulèvement pour $f_{c28}=30$ MPa.....	173
Tableau (VI.7) : Vérification de compression pour $f_{c28}=25$ MPa.....	173
Tableau (VI.8) : Vérification de compression pour $f_{c28}=30$ MPa.....	174
Tableau (VI.9) : Vérification de stabilité au renversement pour $f_{c28}=25$ MPa.....	174
Tableau (VI.10): Valeur de la pression sous radier.....	175
Tableau (VI.11): Ferrailage des panneaux du radier pour $f_{c28}=25$ MPa.....	178
Tableau (VI.12): Ferrailage des panneaux du radier pour $f_{c28}=30$ MPa.....	179
Tableau (VI.13): Ferrailage des nervures sens (x-x) pour $f_{c28}=25$ MPa.....	180
Tableau (VI. 14): Ferrailage des nervures sens (y-y) pour $f_{c28}=25$ MPa.....	180
Tableau (VI. 15): Vérification des contraintes dans les nervures pour $f_{c28}=25$ MPa.....	181
Tableau (VI. 16): Espacement des armatures transversales pour $f_{c28}=25$ MPa.....	182
Tableau (VI.17): Choix des armatures transversales pour $f_{c28}=25$ MP	182
Tableau (VI .18): Ferrailage des nervures sens (x-x) pour $f_{c28}=45$ MPa.....	183
Tableau (VI .19) :Ferrailage des nervures sens (y-y) pour $f_{c28}=30$ MPa.....	183
Tableau (VI .20) : Vérification des contraintes pour $f_{c28}=30$ MPa.....	183
Tableau (VI .21) : Espacement des armatures transversales pour $f_{c28}=30$ MPa.....	184
Tableau (VI .22) : Choix des armatures transversales pour $f_{c28}=30$ MPa.....	184
Tableau (VI .23) :ferrillages des Nervure Pour $f_{c28}=25$ MPa.....	187
Tableau (VI.24) : ferrillages des Nervure Pour $f_{c28}=30$ MP.....	189
Tableau (VII.1) : les sections des poteaux.....	190
Tableau (VII.2) : Les dimensions des poutres.....	192

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية تهدف للمقارنة بين بنايتين ذات مقاومة مختلفة للخرسانة, البنايتين ذات ثمانية طوابق ببلدية العطف الواقعة في ولاية عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III** حسب القواعد الزلزالية الجزائرية.

البنايتان ذات جدران حاملة للأحمال العمودية والأفقية بالإضافة إلى العارضات و الأعمدة لضمان استقرار البناية. وقد تم قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية المصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس القواعد الزلزالية الجزائرية المعدل بعد زلزال 21ماي 2003, مقياس الاسمنت المسلح **93** و مقياس الخرسانة المسلحة في الحالة الحديدية **91** المعدل في 1999 .

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude comparative entre deux structures de déférente résistance de béton en (R+8) à usage multiple contreventée par voiles en béton arme, les deux structures sont implantée à une zone de sismicité moyenne (III).

L'étude conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), et le règlement français **BAEL91modifié 1999**.

Abstract

This project consists mainly of a study a two structures possesses a different concrete resistance and compare then.

The structure is (groundfloor+8 floors) for housing and commerce, braced shear walls in reinforced concrete.

The structure is located in area which is characterized by an average seismic activity (III). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (**RPA99 modified in 2003**).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (**CBA93**) and the French code limits states of reinforced concrete (**BAEL91modifiede in 1999**).

Table des matières

✚ Introduction générale.....	
Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques de matériaux	
✚ Présentation de l'ouvrage:.....	1
✚ Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments	
✚ Introduction.....	8
✚ Pré dimensionnement des plancher:.....	8
✚ Evaluation des charge	10
✚ Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	14
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
✚ Introduction	30
✚ Acrotère	30
✚ Le plancher	38
✚ Le balcon	58
✚ Calcul des escaliers :.....	66
✚ Poutre Palière.....	76
Chapitre IV : Etude sismique et dynamique	
✚ Introduction	84
✚ Modélisation mathématique.	85
✚ Modélisation de la structure étudiée.....	86
✚ Choix de la méthode de calcul.....	88
✚ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	91
✚ Interprétation des résultats de l'analyse sismique:.....	96
✚ Premier modèle de disposition des voiles :.....	96
Chapitre V : Ferrailage des poteaux et poutre	
✚ Introduction	116
✚ Ferrailage des poteaux.....	116
✚ Ferrailage des poutres	133
✚ Ferrailage des voiles.....	145
Chapitre VI: Infrastructure	
✚ Introduction	158
✚ Voile périphérique	159
✚ Choix du type de fondation :	160
✚ Radier générale :	167
Chapitre VII: Étude Comparative	
✚ Introduction.....	190
✚ Les poteaux	190
✚ Les poutres.....	192
✚ L'acrotère	195
✚ Poutrelles.....	195
✚ Escalier.....	197
✚ Balcon.....	197
✚ Les voiles	198
✚ Radier	199
✚ Nervure.....	201
✚ Voile périphérique	203
✚ Conclusion.....	

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, à cause de développement des recherche scientifique.

L'argent est toujours le seul obstacle à la construction et au développement de bâtiments, nous voulons donc chercher des propositions d'ingénierie qui réduisent le coût total de la construction, parmi lesquelles l'augmentation de la résistance du béton.

Dans cette étude, nous comparerons deux bâtiments différents en termes de résistance du béton, en nous concentrant sur plusieurs points, notamment la quantité de béton utilisée, la quantité de renforcement et la stabilité du bâtiment

Une question ce pose : est-ce-qu'il est bénéfique de construire un bâtiment avec un béton a haut résistance ?

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage
et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul le ferrailage des éléments résistants (voiles, portiques et fondations) et les éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère...) ainsi que l'étude dynamique pour définir le comportement de la structure sous l'action sismique. Le calcul sera fait conformément au Règles Parasismique Algériennes RPA 99 /Version 2003 et aux règles de béton armé en vigueur BAEL 99 et CBA 93 avec l'utilisation du logiciel ETABS.

I.2 Présentation de l'ouvrage:

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (**R+8**) à usage d'habitations et commerciale L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à ain defla, ville ataf située en **zone III**, de sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003** ^[3].

I.2.1 Caractéristiques géométriques:

- Hauteur totale de bâtiment.....27,54 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m
- Largueur totale en plan (suivant Y-Y').....26,05 m
- Longueur totale en plan (suivant X-X').....26,05m

E_b : module de déformation du béton.

plans d'architecteur :



I.1.2 description de l'ossature :

❖ Plancher:

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

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

I.1.3 Conception structurale:

L'ouvrage considéré comme Système de contreventement par des voiles porteurs en béton armé avec portiques auto-stables en béton armé.

❖ Escaliers:

Le bâtiment comporte de deux types d'escaliers :

- à deux volées et un palier de repos.
- à trois volées et deux paliers de repos.
- Les escaliers sont coulés sur place.

❖ 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 lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

❖ **L'acrotère:**

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

❖ **Terrasse:**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.2 Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

❖ **Le règlement BAEL 91^[1] (Béton Armé aux Etats Limites) :** basé sur la théorie des états limites.

1. 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.
- 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).

1. 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 soit :

- 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.2.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**^[2], le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**^[1], ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003**^[3].

I.2.2.Béton:

Le béton est des matériaux constitués par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectons des rapports bien définis.

❖ Matières constitutives du béton:

La composition courante de béton est la suivante :

- ✓ ciment de CPJ 42,5
- ✓ sable $D_s < 5 \text{ mm}$
- ✓ gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$
- ✓ L'eau de gâchage (L'eau potable)

I.2.2.1 Caractéristiques physique et mécanique de béton :

a- Masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m³. cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.

b- Coefficient de dilatation :

Sa valeur moyenne est prise égale à de l'acier soit 10. Cette circonstance a permis de développement du béton armé

c- Retrait hygrométrique :

Au cours de sa vie les bétons subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

d- Fluage :

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment applique.

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 30MPa. (7.2.1)RPA99V2003^[3]

La résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 **BAEL 91^[1]**).

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 30\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 30\text{MPa}$$

Dans cette étude, nous allons étudier la variation de résistance du béton sur le calcul d'une structure en béton armé.

Pour notre cas on prend f_{c28} égale à 25 MPa et 30 MPa et ensuite chercher la différence entre eux.

❖ **Résistance caractéristique à la traction :** (Art A-2 12 **BAEL91^[1]**)

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

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

- Pour f_{c28} égale 25 MPa $f_{t28} = 2,1$ MPa
- Pour f_{c28} égale 30 MPa $f_{t28} = 2,4$ MPa

❖ **Contraintes limites :**

1. à l'ELU : est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec :

- $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1,50$ 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.

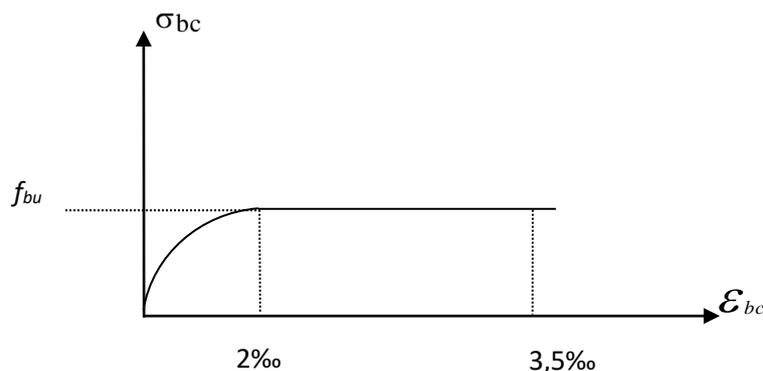
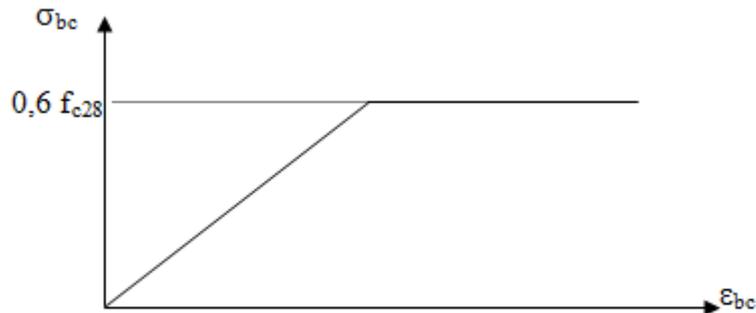


Figure (I.1) : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

2. à ELS : est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

**Figure (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**^[1].

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa pour } f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 34179,55 \text{ MPa pour } f_{c28}=30 \text{ MPa}$$

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa pour } f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa pour } f_{c28}=30 \text{ MPa}$$

❖ **Coefficient de poisson:**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91**^[1]:

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

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

I.2.3 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 longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

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)	$\varepsilon_{es}/\text{‰}$	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

❖ **Contraint 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.

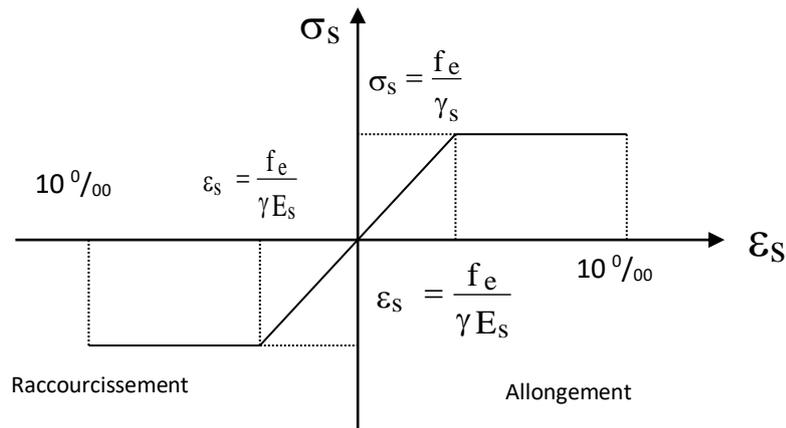


Figure (1.3) Diagramme contraintes déformations

- **Contrainte à ELS:**

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

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

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 7,25 m)
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultant de la force sismique.
- L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.
- Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 631 - 30 = 601 \text{ cm}$ d'ou $24,04 < h_t < 30,05$

Donc on adopte une épaisseur de: $h_t = 24 \text{ cm}$

Remarque :

$$\text{Tel que } h_t = d + e \begin{cases} d = 20 \text{ cm} \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Résistance au feu:

D'après BEAL 91: ^[1]

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures

On admet que $e = 16 \text{ cm}$

❖ **Isolation phonique:**

Selon les règles techniques «CBA93»^[2] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :

$$e = 16 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$e = (20+4) \text{ cm} \Rightarrow e = 24 \text{ cm}$$

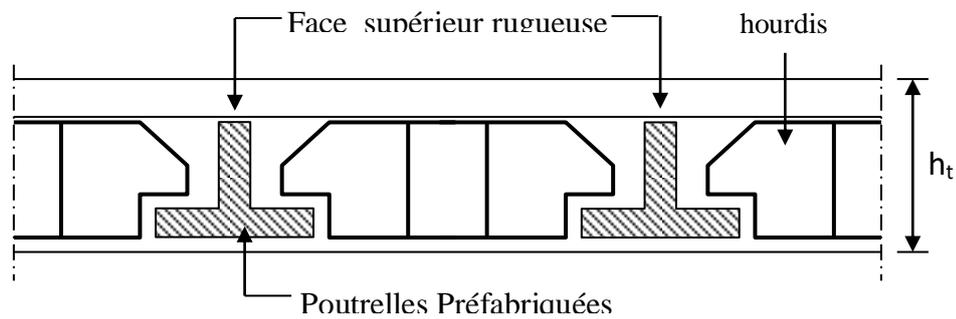


Figure (II.1): plancher à corps creux.

II.2.2 Pré dimensionnement des dalles des balcons :

II.2.2.1 Définition :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction .notre projet comporte un seul type de balcon dans toutes les étages, il est réalisé en béton armé (dalle pleine), ce balcon est encastré dans la poutre, comme il est indiqué sur la figure ci-dessous.

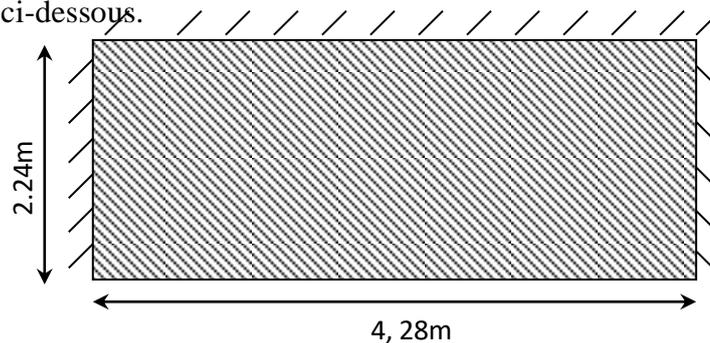


Figure (II.2) : Dimension du balcon.

Panneau isolé simple : $\frac{L_y}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{25}$

$$\frac{428}{35} \leq e \leq \frac{428}{25} \Rightarrow 12,22 \leq e \leq 17,12 \quad e = 16 \text{ cm}$$

II.3. Evaluation des charges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges existantes sont :

Les charges permanentes (G).

Les surcharges d'exploitation (Q).

II.3.1. Les planchers :

-Plancher terrasse (inaccessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

- Charge permanente :

Tableau (II.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Protection en gravillon	0,05	20	1
2- Etanchéité multi couche	/	/	0,12
3- Forme de pente	0,10	22	2,20
4- Isolation liège	0,04	4	0,16
5- plancher en corps creux	0,20+0,04	/	3,1
6- Enduit plâtre	0,02	10	0,2

$$G = 6,78 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

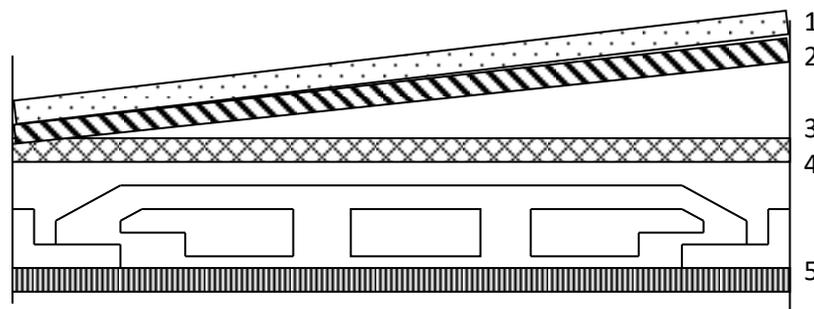


Figure (II.3) : Coupe plancher terrasse.

- Planchers étages courant:

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

Charge permanente :

Tableau (II.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,40
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable	0,02	18	0,36
4-plancher en corps creux	0,2+0,04	/	3,1
5-Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6-cloison de séparation	/	/	1

$$G = 5,46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

- Planchers RDC+1^{er} étage:

Les planchers des étages RDC+1er étage sont en corps creux.

Charge permanente :

Tableau (II.3) : Evaluation des charges permanentes du plancher RDC+1^{er} étage.

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,40
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable	0,02	18	0,36
4- plancher en corps creux	0,2+0,04	/	3,1
5-Enduit plâtre	0,02	10	0,20
cloison de séparation	/	/	1

$$G = 5,46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

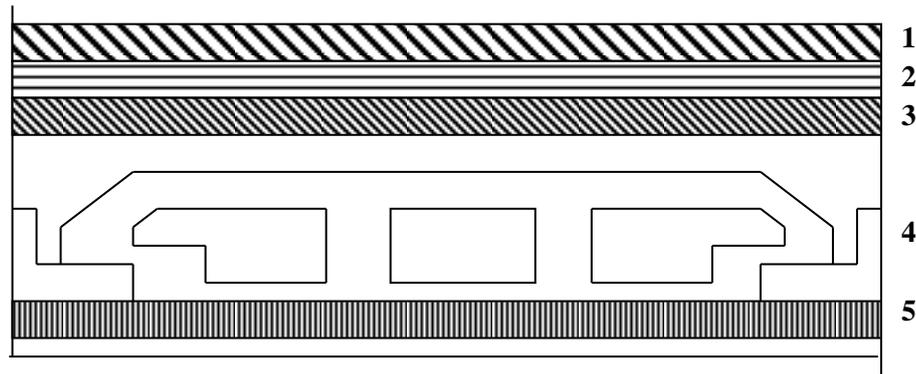


Figure (II.4) : Coupe plancher étage courant

II.3.2. Balcons :

les balcons sont en dalle pleine

Tableau (II.4) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,16	25	4,00
Enduit ciment	0,02	20	0,40

$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,50 \text{ KN/ m}^2$

- Charge concentré du poids propre de mur :

Tableau (II.5) : Charge concentré du poids propre de mur .

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/ml)
Brique creuse	(0,10+0,10)×2,86×1	9	5,148
Enduit ciment	(0,02×2,86×1)×2	20	0,114

$G_{Mur} = 5,26 \text{ KN}$

Surcharge de la main courant $Q = 1 \text{ KN/ m}$

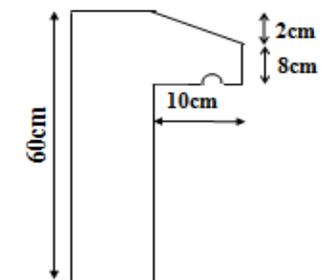


Figure (II.5) : schéma de l'acrotère

II.3.3. L'acrotère :

II.3.3.1 Evaluation des charges:

❖ Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

- Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = \rho_b \times s = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{KN/ml}$$

$$G1 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

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

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = (18 \times 0,02) \times (0,6 + 2 \times 0,1 + 0,08 + 0,5 + 0,1019) = 0,533 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,258 \text{KN/ml}$$

❖ Charge d'exploitation : $Q=1,00 \text{kN/ml}$

Donc :

Charge permanente : $G = 2,258 \text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{kN/ml}$

II.3.4. Mur extérieur:

Tableau (II.6) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Brique creux	0,10+0,10	9	1,8
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Enduit ciment	0,02	18	0,36
G = 2,36 KN/m²			

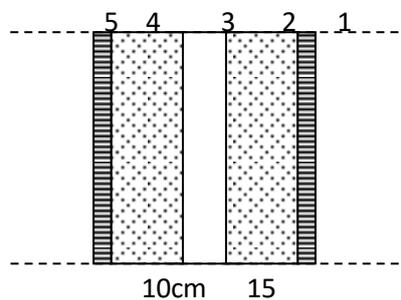
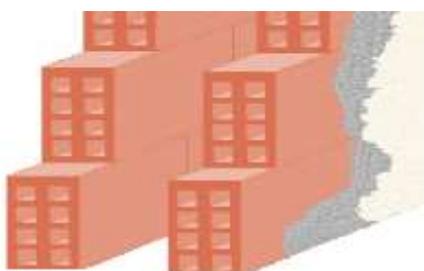


Figure (II.6) : Murs extérieurs (doubles cloisons).

II.3.5. L'escalier:**- Palier :****Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes de palier.**

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,17	25	4,25
Enduit ciment	0,02	18	0,36

$$G = 5,77 \text{ KN/m}^2$$

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

- Volée:**Tableau (II.8) : Evaluation des charges permanentes de volée.**

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
Carrelage vertical	0,02	20	0,40
Mortier de pose vertical	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,2	18	0,36
Marche	0,17/2	22	1,87
Paillasse	0,17	25	$(25 \times 0,17) / \cos 33,46 = 5,10$
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Gardes corps	/	/	0,90

$$G = 10,19 \text{ KN/m}^2$$

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

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :**II.4.1 Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** ^[1] et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)** ^[2]

❖ **Poutres porteuses:****D après le BAEL91^[1]:**

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

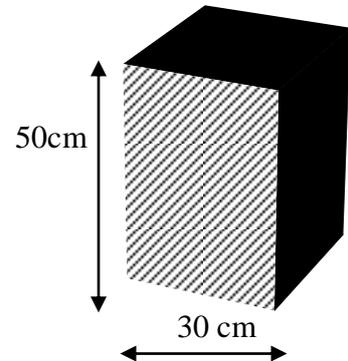
Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 6 ,31 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 42 \text{ cm} \leq h_t \leq 63,1 \text{ cm.}$$

On prend $h=50\text{cm}$.

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm.}$$

On prend $b=30\text{cm}$ **Figure (II.7) : Schéma représenté la poutre porteuse**Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA 99^[2]** suivant :

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.66 < 4 \quad \text{vérifie.}$$

♦

❖ **Poutres non porteuses :****D après le BAEL91^[1]:**

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

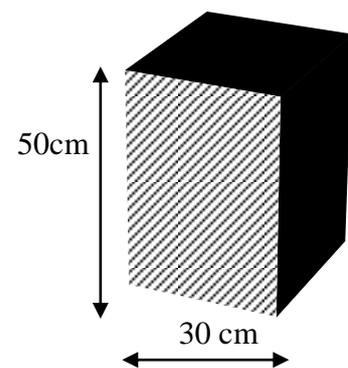
Avec : L : portée maximale de poutre

Nous avons : L= 6,00 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 40\text{cm} \leq h_t \leq 60 \text{ cm.}$$

On prend $h=50 \text{ cm}$.

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm.}$$

**Figure (II.8) : Schéma représenté****La Poutres non porteuses.**

On prend $b=30$ cm

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA 99** ^[3] suivant :

- ♦ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 50$ cm. $\Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1,66 < 4$ vérifie.

❖ **Poutres inclinées (porteuses):**

D après le **BAEL91**^[1]:

- ♦ $L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.
- ♦ $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : $L= 3,03$ m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 20,2 \text{ cm} \leq h_t \leq 30,3 \text{ cm.}$$

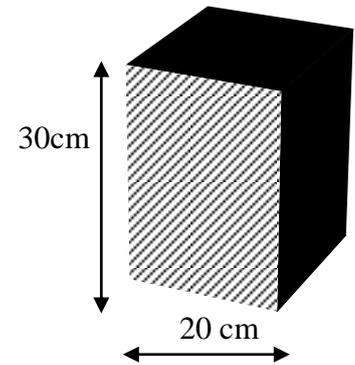


Figure (II.9) : Schéma représenté la poutre incline (porteuse).

On prend $h=30$ cm.

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm.}$$

On prend $b=30$ cm

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de **RPA 99**^[2] suivant :

- ♦ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 30\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1 < 4$ vérifie.

Tableau (II.9) : Les dimensions des poutres.

Élément	$b \times h$ (cm ²)
Poutres porteuses	30×50
Poutres inclinées (porteuses):	30×30
Poutres non porteuses	30×50

- **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$F_{\max} \leq L/500$$

Si la portée L est au plus égale à 5m.

$$F_{\max} \leq (L/1000) + 0.5 \quad \text{Si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par : $F_{\max} = 0.8 \times (5 q L^4 / 384 E I)$

Avec :

F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d élasticité différée du béton.

I : moment d inertie de la section $I = b h^3 / 12$.

❖ **Poutres principales (porteuses):**

$$L = 6,00\text{m}$$

$$F_{\max} \leq (L/1000) + 0,5 = 1,13 \text{ cm.} \quad E_{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$I = 312500 \text{ cm}^4 \quad E_{30} = 11496,76 \text{ MPa}$$

Charge permanent **G=5,46KN/m².**

Charge d exploitation **Q=5 KN/m².**

$$q = G + Q = (5,46 \times 6 + 25 \times 0,3 \times 0,5) + (5 \times 6) = 66,51 \text{ KN/m}$$

✓ **Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:**

$$F_{\max} = 2,65 \text{ cm.} \text{ Donc la condition non vérifiée}$$

✓ **Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$:**

$$F_{\max} = 2,49 \text{ cm.} \text{ Donc la condition non vérifiée}$$

Solution :

Il faut augmenté la section de la poutre.

✓ **Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:**

On prend $(40 \times 60) \text{ cm}^2$

$$q = G + Q = (5,46 \times 6 + 25 \times 0,4 \times 0,60) + (5 \times 6) = 68,76 \text{ KN/m}$$

$$F_{\max} = 1,10 \text{ cm.} \text{ Donc la condition vérifiée}$$

✓ **Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:**

On prend $(35 \times 60)\text{cm}^2$

$$q = G + Q = (5,46 \times 6 + 25 \times 0,35 \times 0,60) + (5 \times 6) = 68,01 \text{KN/m}$$

$F_{\max} = 1,02 \text{cm}$. Donc la condition vérifiée

❖ **Poutre non porteuses :**

❖ $L = 6 \text{m}$

$$F_{\max} \leq L/500 = 1,2 \text{cm} \quad E_{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$I = 312500 \text{cm}^4 \quad E_{30} = 11496,76 \text{ MPa}$$

$$q = G_{\text{balcon}} + G_{\text{mur}} + G_{\text{poutre}} + Q_{\text{balcon}}$$

$$= (5,6 \times 1,5) + (2,36 \times 3,06) + (25 \times 0,35 \times 0,50) + (3,5 \times 1,5) = 24,62 \text{KN/m}$$

✓ **Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$:**

$F_{\max} = 0,98 \text{cm}$. Donc la condition vérifiée.

✓ **Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:**

$F_{\max} = 0,92 \text{cm}$. Donc la condition vérifiée.

❖ **Poutres inclinées (porteuses):**

$L = 3,03 \text{m}$

$$F_{\max} \leq (L/500) = 0,606 \text{cm} \quad E_{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$I = 312500 \text{cm}^4 \quad E_{30} = 11496,76 \text{ MPa}$$

Charge permanent **$G = 5,46 \text{KN/m}^2$.**

Charge d exploitation **$Q = 5 \text{KN/m}^2$.**

$$q = G + Q = (5,46 \times 3,03 + 25 \times 0,3 \times 0,3) + (5 \times 3,03) = 33,94 \text{KN/m}$$

✓ **Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$:**

$F_{\max} = 0,59 \text{cm}$. Donc la condition vérifiée.

✓ **Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:**

$F_{\max} = 0,56 \text{cm}$. Donc la condition vérifiée.

- **Conclusion :**

Tableau (II.10) : Les dimensions des poutres .

f_{c28} (MPa)	25		30	
Poutre porteuse (cm ²)	(40×60)	(30×30)	(35×60)	(30×30)
Poutre non porteuse (cm ²)	(30×50)		(30×50)	

II.4.2 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. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation .

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ♦ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ♦ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ♦ Vérification de la section a l'ELS
- ♦ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91** ^[1].

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** ^[3] (Article : 7.4.1)

En zone **III** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$
- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- ♦ $1/4 < a / b < 4$
- ♦ $A_S \text{ min} = 0,8\% B$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

B :section de Poteau

Nous optons pour des poteaux carrés (a=b)

- **Les charges permanentes :**

On fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres.

- **Les charges d'exploitation :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques a chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

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

$$\text{Avec} \quad N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL}^{[1]} \text{ (article B.8.4.1)}$$

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda/35)^2)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases} \quad \text{BAEL}^{[1]} \text{ (article B.8.4.1)}$$

On se fixe l'élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant le « **BAEL91modifié 99** »^[1]

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0,8\%$

Selon l'article **RPA**^[3] (7.4.2.1)

$$\alpha = 0,85/(1+0,2 \times 1) = 0,708.$$

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

Donc:

✓ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$:

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

AN:

$$Br \geq 6,6N_u$$

avec N_U en [T] B_r en [cm].

✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,034N_u$$

AN:

$$Br \geq 3,4N_u$$

avec N_U en [T] B_r en [cm].

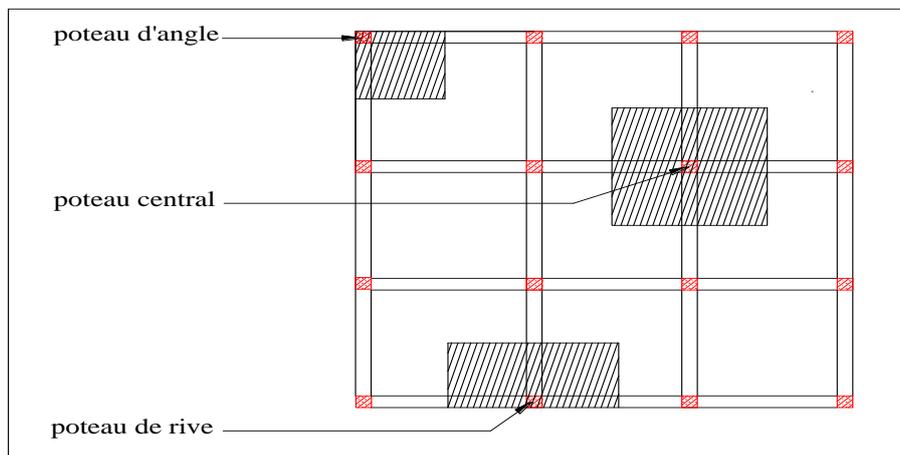
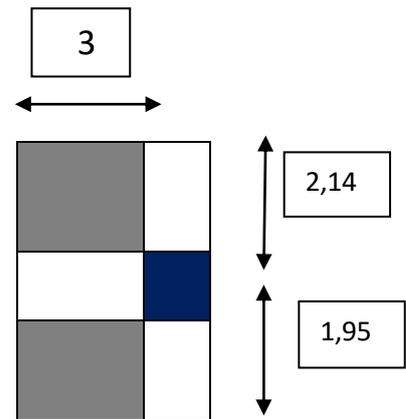


Figure (II.10) : Les types des poteaux.

Nous avons trois types de poteaux :

II.4.2.1 Poteau de rive :

$S = (1.95 \times 3) + (2.14 \times 3) = 12.27 \text{ m}^2$.



Détermination des charges :

❖ **Charge permanente :**

Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,78 \times 12,27 = 83,19 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuse :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,40 \times 0,60 \times 25 \times 4,09 = 24,54 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,35 \times 0,60 \times 25 \times 4,09 = 21,47 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,5 \times 25 \times 3 = 11,25 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,5 \times 25 \times 3 = 11,25 \text{ KN}$
- Poids de l'acrotère $G_{ACR} = 2,258 \times 3 = 6,77 \text{ KN}$

$G_{T 25} = 125,75 \text{ KN}$

$G_{T 30} = 122,68 \text{ KN}$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,46 \times 12,27 = 67 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuses :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,40 \times 0,60 \times 25 \times 4,09 = 24,45 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,35 \times 0,60 \times 25 \times 4,09 = 21,47 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,5 \times 25 \times 3 = 11,25 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,5 \times 25 \times 3 = 11,25 \text{ KN}$
- Poids de mur extérieure $G_{MUR} = 2,36 \times 3,06 \times 3 = 21,66 \text{ KN}$

$g_{25MPa} = 124,36 \text{ KN}$

$g_{45MPa} = 121,38 \text{ KN}$

D'où :

- ✓ $G_{7\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 250,11\ \text{KN}$
- ✓ $G_{7\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 244,06\ \text{KN}$
- **Poids revenant au 6^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{6\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 374,47\ \text{KN}$
 - ✓ $G_{6\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 365,44\ \text{KN}$
- **Poids revenant au 5^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{5\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 498,83\ \text{KN}$
 - ✓ $G_{5\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 486,82\ \text{KN}$
- **Poids revenant au 4^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{4\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 623,19\ \text{KN}$
 - ✓ $G_{4\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 608,20\ \text{KN}$
- **Poids revenant au 3^{er} étage :**
 - ✓ $G_{3\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 747,55\ \text{KN}$
 - ✓ $G_{3\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 729,58\ \text{KN}$
- **Poids revenant au 2^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{2\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 871,91\ \text{KN}$
 - ✓ $G_{2\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 850,96\ \text{KN}$
- **Poids revenant au 1^{er} étage :**
 - ✓ $G_{1\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 996,27\ \text{KN}$
 - ✓ $G_{1\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 972,34\ \text{KN}$
- **Poids revenant au RDC étage :**
 - ✓ $G_{\text{RDC}\ 25\text{MPa}} = G_T + g = 1120,63\ \text{KN}$
 - ✓ $G_{\text{RDC}\ 30\text{MPa}} = G_T + g = 1093,72\ \text{KN}$
- ❖ **Surcharge d'exploitation :**

En appliquant la loi de dégression ;

on trouve :

- ✓ Terrasse : $Q_0 = 1 \times S = 12,27\ \text{KN}$
- ✓ 7^{ème} étage: $Q_1 = (Q_0 + Q_1) \times S = 30,67\ \text{KN}$
- ✓ 6^{ème} étage: $Q_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \times S = 47,23\ \text{KN}$
- ✓ 5^{ème} étage: $Q_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \times S = 61,69\ \text{KN}$
- ✓ 4^{ème} étage: $Q_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) \times S = 74,84\ \text{KN}$
- ✓ 3^{ème} étage: $Q_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) \times S = 85,89\ \text{KN}$
- ✓ 2^{ème} étage: $Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) \times S = 95,09\ \text{KN}$
- ✓ 3^{ème} étage: $Q_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) \times S = 103,68\ \text{KN}$
- ✓ RDC: $Q_8 = Q_0 \times (Q_1 + \dots + Q_8) \times S = 113,86\ \text{KN}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

✓ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$:

Tableau (II.11) : Les dimensions des poteaux pour $f_{c28}=25\text{ MPa}$.

NIVEAUX	NG (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	B_r (cm^2)	$a = ((B_r)^{1/2} + 2) \times 1,2$	B
8	12,57	1,22	20,67	136,42	16,41	25×25
7	25,01	3,06	42,18	278,38	22,42	25×25
6	37,44	4,72	63,88	421,60	27,03	30×30
5	49,88	6,16	84,23	555,91	30,69	35×35
4	62,31	7,48	104,87	692,14	33,97	35×35
3	74,75	8,58	125,16	826,05	36,88	40×40
2	87,19	9,50	145,15	957,99	39,54	40×40
1	99,62	10,36	165,02	1089,13	42,002	45×45
RDC	112,06	11,38	185,18	1222,18	44,35	45×45

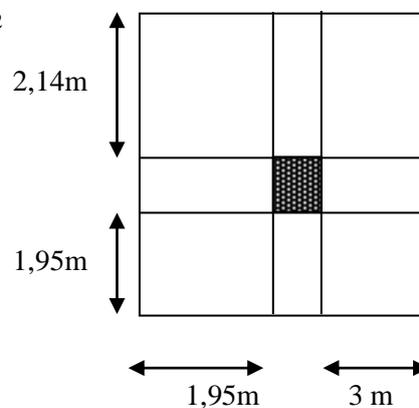
✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:

✓ **Tableau (II.12) : Les dimensions des poteaux pour $f_{c28}=30\text{ MPa}$.**

NIVEAUX	NG (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	B_r (cm^2)	$a = ((B_r)^{1/2} + 2) \times 1,2$	B
8	11,93	1,22	19,72	67,04	12,22	25×25
7	23,73	3,06	40,28	136,95	16,44	25×25
6	35,53	4,72	60,55	205,87	19,61	25×25
5	47,33	6,16	80,84	274,85	22,29	25×25
4	59,13	7,48	100,15	340,51	24,54	25×25
3	70,93	8,58	119,48	406,23	26,58	30×30
2	82,73	9,50	138,52	470,96	28,44	30×30
1	94,53	10,36	157,47	535,39	30,16	30×30
RDC	106,33	11,38	176,67	600,67	31,81	35×35

II.4.2.2 Poteau central

$$S_{\text{plan}} = (2,14 + 1,95) \times (3 + 1,95) = 20,24 \text{ m}^2$$



Détermination des charges**❖ Charge permanente :****Poids revenant à la terrasse :**

- poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,78 \times 20,24 = 137,22 \text{ KN}$
 - Poids des poutres porteuse :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,40 \times 0,60 \times 25 \times 4,95 = 29,7 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,35 \times 0,60 \times 25 \times 4,95 = 25,98 \text{ KN}$
 - Poids des poutres non porteuses :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4,09 = 15,33 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4,09 = 15,33 \text{ KN}$
-
- $G_{T 25} = 182,25 \text{ KN}$**
- $G_{T 30} = 178,53 \text{ KN}$**

Poids revenant au 7^{ème} étage :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,46 \times 20,24 = 110,51 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,40 \times 0,60 \times 25 \times 4,95 = 29,70 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PP} = 0,35 \times 0,60 \times 25 \times 4,95 = 25,98 \text{ KN}$
 - Poids des poutres non porteuses :
 - Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4,09 = 15,33 \text{ KN}$
 - Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ $G_{PNP} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4,09 = 15,33 \text{ KN}$
-
- $g_{25\text{MPa}} = 155,54 \text{ KN}$**
- $g_{45\text{MPa}} = 151,82 \text{ KN}$**

D'où :

- ✓ $G_{7 25\text{MPa}} = G_{T+} + g = 337,79 \text{ KN}$
- ✓ $G_{7 30\text{MPa}} = G_{T+} + g = 330,35 \text{ KN}$
- **Poids revenant au 6^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{6 25\text{MPa}} = G_{T+} + g = 493,33 \text{ KN}$
 - ✓ $G_{6 30\text{MPa}} = G_{T+} + g = 482,17 \text{ KN}$
- **Poids revenant au 5^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{5 25\text{MPa}} = G_{T+} + g = 648,87 \text{ KN}$
 - ✓ $G_{5 30\text{MPa}} = G_{T+} + g = 634,1 \text{ KN}$
- **Poids revenant au 4^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{4 25\text{MPa}} = G_{T+} + g = 804,41 \text{ KN}$
 - ✓ $G_{4 30\text{MPa}} = G_{T+} + g = 785,92 \text{ KN}$

- **Poids revenant au 3^{er} étage :**
 - ✓ $G_{3\ 25MPa} = G_T + g = 960,05\text{ KN}$
 - ✓ $G_{3\ 30MPa} = G_T + g = 937,74\text{ KN}$
- **Poids revenant au 2^{ème} étage :**
 - ✓ $G_{2\ 25MPa} = G_T + g = 1115,60\text{ KN}$
 - ✓ $G_{2\ 30MPa} = G_T + g = 1089,56\text{ KN}$
- **Poids revenant au 1^{er} étage :**
 - ✓ $G_{1\ 25MPa} = G_T + g = 1271,14\text{ KN}$
 - ✓ $G_{1\ 30MPa} = G_T + g = 1241,38\text{ KN}$
- **Poids revenant au RDC étage :**
 - ✓ $G_{RDC\ 25MPa} = G_T + g = 1426,68\text{ KN}$
 - ✓ $G_{RDC\ 30MPa} = G_T + g = 1393,20\text{ KN}$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

En appliquant la loi de dégression ;

on trouve :

- ✓ Terrasse : $Q_0 = 1 \times S = 20,24\text{ KN}$
- ✓ 7^{ème} étage: $Q_1 = (Q_0 + Q_1) \times S = 50,6\text{ KN}$
- ✓ 6^{ème} étage: $Q_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \times S = 77,92\text{ KN}$
- ✓ 5^{ème} étage: $Q_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \times S = 102,21\text{ KN}$
- ✓ 4^{ème} étage: $Q_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) \times S = 123,46\text{ KN}$
- ✓ 3^{ème} étage: $Q_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) \times S = 141,68\text{ KN}$
- ✓ 2^{ème} étage: $Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) \times S = 156,86\text{ KN}$
- ✓ 3^{ème} étage: $Q_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) \times S = 171,028\text{ KN}$
- ✓ RDC: $Q_8 = Q_0 \times (Q_1 + \dots + Q_8) \times S = 187,82\text{ KN}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

✓ **Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$:**

Tableau (II.13) : Les dimensions des poteaux pour $f_{c28}=25\text{ MPa}$.

NIVEAUX	NG (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	B _r (cm ²)	a= ((B _r) ^{1/2} +2)×1,2)	B
8	18,22	2,02	30,38	200,50	19,39	25×25
7	33,77	5,06	58,49	386,034	25,97	30×30
6	49,33	7,79	86,10	568,26	31,00	35×35
5	64,88	10,22	113,20	751,14	35,28	40×40
4	80,44	12,34	139,81	922,74	38,85	40×40
3	96,00	14,16	165,92	1095,07	42,11	45×45
2	111,56	15,68	191,53	1264,09	45,06	50×50
1	127,11	17,10	216,97	1432,00	47,81	50×50
RDC	142,66	18,78	242,83	1602,67	50,44	55×55

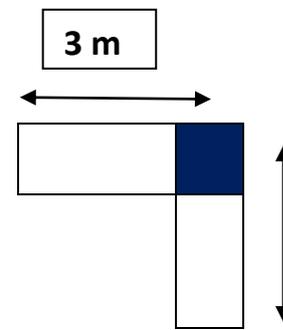
✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:

✓ Tableau (II.14) : Les dimensions des poteaux pour $f_{c28}=30\text{ MPa}$.

NIVEAUX	NG (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	B_r (cm^2)	$a=$ $((B_r)^{1/2}+2)\times 1,2$	B
8	17,85	1,22	28,52	96,96	14,21	25×25
7	33,03	3,06	54,09	183,90	18,67	25×25
6	48,21	4,72	79,37	296,85	23,07	25×25
5	63,41	6,16	104,32	354,68	25,03	30×30
4	78,59	7,48	129,04	438,73	27,53	30×30
3	93,77	8,58	153,40	521,56	29,80	30×30
2	108,95	9,50	177,46	603,36	31,87	35×35
1	124,13	10,36	183,11	622,57	32,34	35×35
RDC	139,32	11,38	225,66	789,81	36,12	40×40

II.4.2.2 Poteau d'angle :

$$S_{\text{plan}} = 1,85 \times 3,15 = 9,46 \text{ m}^2$$



Remarque :

D'après la surfas repérée par le poteau d'angle, on a constate que les charges revenant sur le poteau est très faible, donc on a éliminé cette tâche de calcul.

II.4.2.4 Choix des sections des poteaux :

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (II.15) : Choix des sections des poteaux.

NIVEAUX	25MPa	30MPa
	B(cm^2)	B(cm^2)
8	30×30	30×30
7	30×30	30×30
6	35×35	30×30
5	40×40	30×30
4	40×40	30×30
3	45×45	30×30
2	50×50	35×35
1	50×50	35×35
RDC	55×55	40×40

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**^[3].

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

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99**^[3] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

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 comme indiquées à la Figure (II.3).

c.a.d:

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99**^[3] :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

✓ **Pour étages courant: $h=3,06\text{cm}$:**

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,24 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13,91 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,3\text{cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e /22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15; 12,24; 13,91; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm} \quad \text{on adopte que : } \boxed{e = 20 \text{ cm}}$$

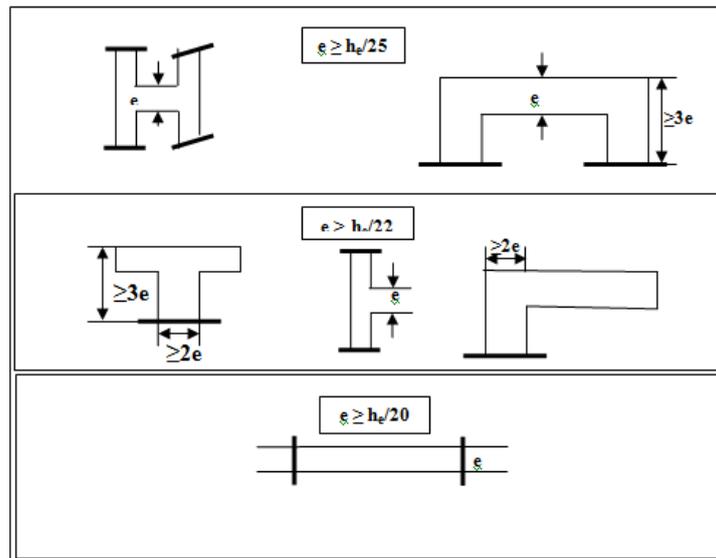


Figure (II.13) : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1- Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91**^[3] en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**^[3].

III.2 Acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

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

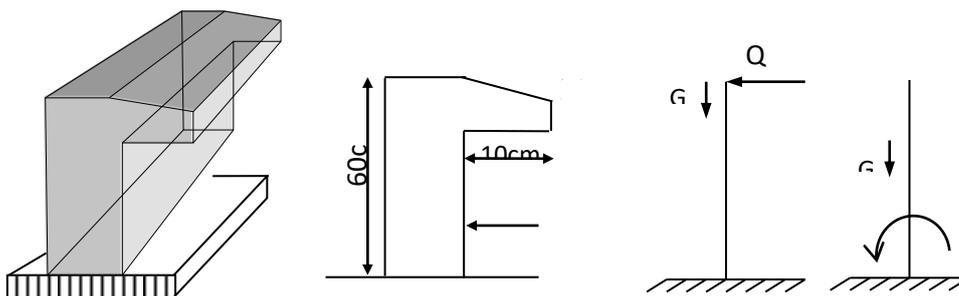


Figure (III.1) : Dimensions et sollicitation de l'acrotère.

III.2.1 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G \cdot L = 1,35 \times 2,258 \times 1 = 3,04 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h \times L = 1,5 \times 1 \times 0,6 \times 1 = 0,9 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5 \times Q \times L = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

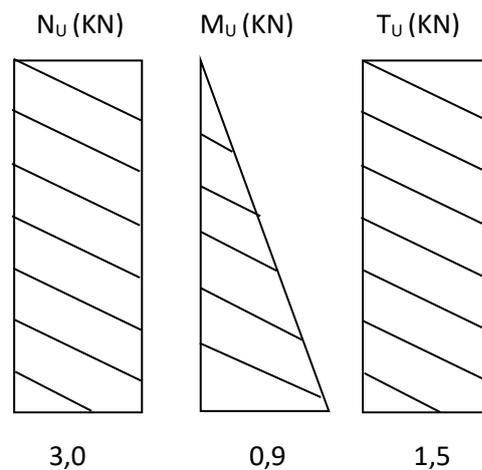


Figure (III.2) : diagrammes de l'effort à l'ELU.

E.L.S :

$$N_{ser} = L \times G = 2,258 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h \times L = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q \times L = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

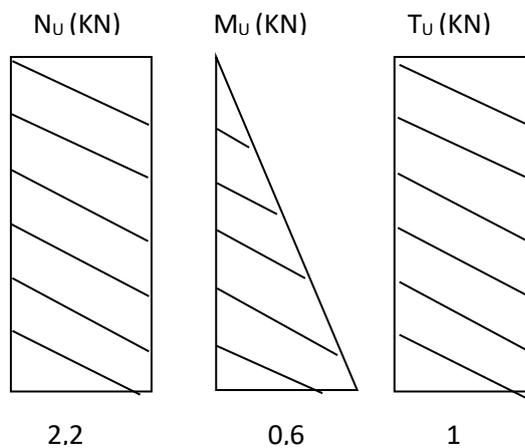


Figure (III.3) : diagrammes de l'effort à l'ELS.

III.2.2 : Ferrailage de l'acrotère:

Tableau(III.1) : les données.

f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_{t28} (MPa)	B (cm)	H (cm)	D (cm)	$c=c'$ (cm)	Fe (MPa)
25	14,16	2,1	100	10	9	2	400
30	17	2,4					

Calcul de l'excentricité : $e = e_0 + e_1 + e_a$

e_0 : excentricité du 1^{ère} ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a

Donc :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,04} = 0,296m \quad e_0 = 29,6cm$$

$$e_0 = 29,6 > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 3cm$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section partiellement comprimée, on calcul la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

❖ ELU

Calcul le moment fictive :

♦ Flexion simple :

$$M_f = M_U + N_U \times 0,03$$

$$M_f = 0,9 + 3,04 \times 0,03 = 0,99 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5}$$

$$\checkmark f_{bu25} = 14,16 MPa$$

$$\checkmark f_{bu30} = 17 MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times (0,090)^2 \times f_{bu}} =$$

$$\checkmark \mu_{bu25} = 0,0086$$

$$\checkmark \mu_{bu30} = 0,0071$$

$\mu_{bu} < 0,186$ Donc pivot A

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,9}{0,6} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times \gamma - 0,1711$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,5 - 0,1711 = 0,33$$

$$\mu_{bu} = 0,0086 < \mu_{lu} = 0,33$$

Donc $A' = 0$ (la section n'a pas besoin d'acier comprimés)

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha_{25} = 0,0107$$

$$\checkmark \alpha_{30} = 0,0089$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z_{b25} = 0,089\text{m}$$

$$z_{b30} = 0,080\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{0,089 \times 347,82} = 0,319 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{s25} = 0,319 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{s30} = 0,323 \text{ cm}^2$$

♦ flexion composé :

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,319 - \frac{3,04 \times 10^{-3}}{347,82} = 0,318 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{fc25} = 0,318 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{fc30} = 0,322 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 100 \times 9}{400} =$$

$$\checkmark A_{min25} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{min30} = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc25,30} < A_{min25,30}$$

❖ ELS

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

$$N_{ser} = 2,258 \text{ KN}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,258} = 0,265 \text{ m}$$

$$e_0 = 26,5 \text{ cm} > \left(\frac{h}{6}\right) = 1,66 \text{ cm}$$

Calcul de moment fictif:

$$M_{fser} = N_{ser} \times \left(e_{ser} + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{fser} = 2,258 \times \left(0,265 + 0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,688 \text{ KN.m}$$

♦ flexion simple :

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{bc25} = 15 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{bc30} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + 201,63} =$$

$$\checkmark \alpha_{rb25} = 0,527$$

$$\checkmark \alpha_{rb30} = 0,572$$

- Calcul M_{rb} le moment Reduit du beton

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$\checkmark \mu_{rb25} = 0,217$$

$$\checkmark \mu_{rb30} = 0,231$$

$$M_{rb} = \mu_{rb25} \times 1 \times (0,09)^2 \times \bar{\sigma}_{bc} =$$

$$\checkmark M_{rb25} = 26,36 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_{rb30} = 33,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb25,30} > M_{fser} = 0,688 \text{ KN.m}$$

Donc $A_{ser}' = 0$ (la section n'pas besoin d'acier comprimés)

$$z_b = d \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$z_b = 0,09 \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right)$$

$$\checkmark z_{b25} = 0,074 \text{ m}$$

$$\checkmark z_{b30} = 0,072 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{Ser} = \frac{M_f}{Z_b \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{Ser} = \frac{0,688 \times 10^{-3}}{Z_b \times 201,63} =$$

$$\checkmark A_{Ser25} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{Ser30} = 0,47 \text{ cm}^2$$

♦ flexion composée

$$A_{fcser} = A_{Ser} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

$$A_{fcser} = A_{Ser} - \frac{2,258}{347,83}$$

$$\checkmark A_{fcser} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{fcser} = 0,46 \text{ cm}^2$$

✓ Condition non fragilité

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 100 \times 9}{400} =$$

✓ $A_{min25} = 1,08cm^2$

✓ $A_{min30} = 1,24cm^2$

✓ $A_{S25} = \max \begin{cases} A_{fc} = 0,318 cm^2 \\ A_{fcser} = 0,45cm^2 \\ A_{min} = 1,08cm^2 \end{cases}$

✓ $A_{S25} = 1,08cm^2$

✓ $A_{S30} = \max \begin{cases} A_f = 0,322 cm^2 \\ A_{fcser} = 0,46cm^2 \\ A_{min} = 1,24cm^2 \end{cases}$

✓ $A_{S30} = 1,24cm^2$

- Choix des Armatures :

$A_S = 2,01 cm^2$ $A_S = 4T8$

$$S_t = \frac{b - 2C - 5\phi}{4} = \frac{100 - 2 \times 2 - 5 \times 0,8}{4} = 23cm$$

Avec en prend $S_t = 25 cm$

III.2.3. Vérification de l'effort tranchant:

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,13 f_{c28}; 5MPa\} = 3,25MPa$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,016MPa < \bar{\tau} = 3,25MPa_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.4. Vérification au séisme :

Selon [R.P.A 99 version 2003^[3]., Art 6.2.3] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjetant à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu R.P.A 99^[3]..

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone III} \end{array} \right. \quad A = 0,25$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu (R.P.A 99) [3].

$$C_p = 0,3$$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = (N_u \times l) = 3,04 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times (0,25) \times (0,3) \times (3,04) = 0,91 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0,91 \text{ KN / ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml} \dots\dots\dots CV$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage :

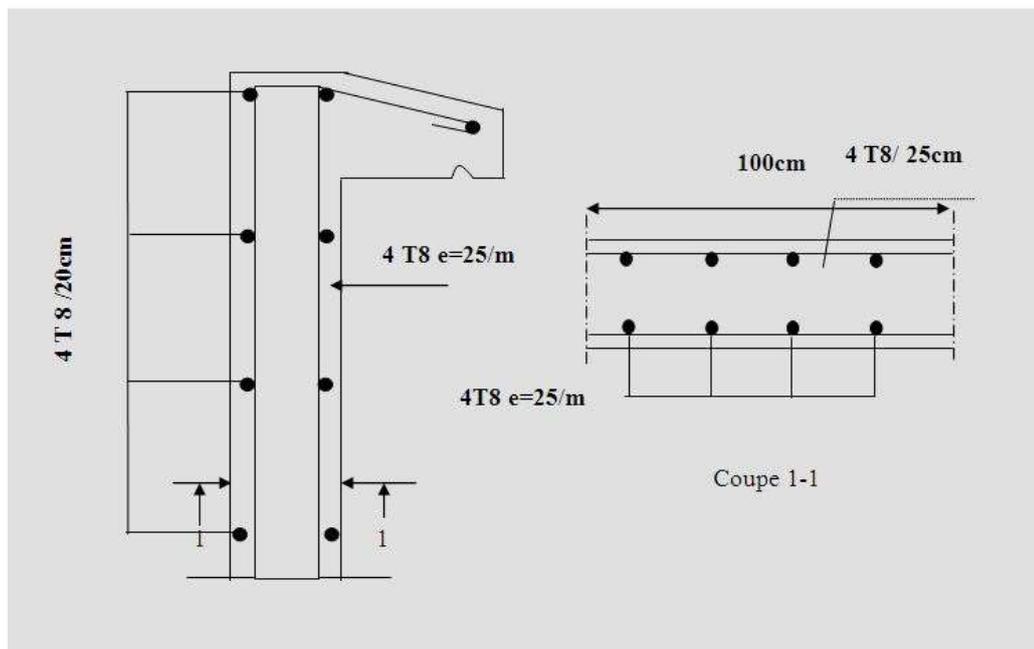


Figure (III.4) : ferrailage d'acrotère.

III.3. LE PLANCHER

III.3.1. INTRODUCTION :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges et du bâtiment.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assure l'étanchéité dans les salles d'eau.

Le choix de plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes.

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Economique
- Plus légère que la dalle pleine

Pour notre structure on a un plancher à corps creux, les poutrelles sont disposées à la sollicitation suivante :

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

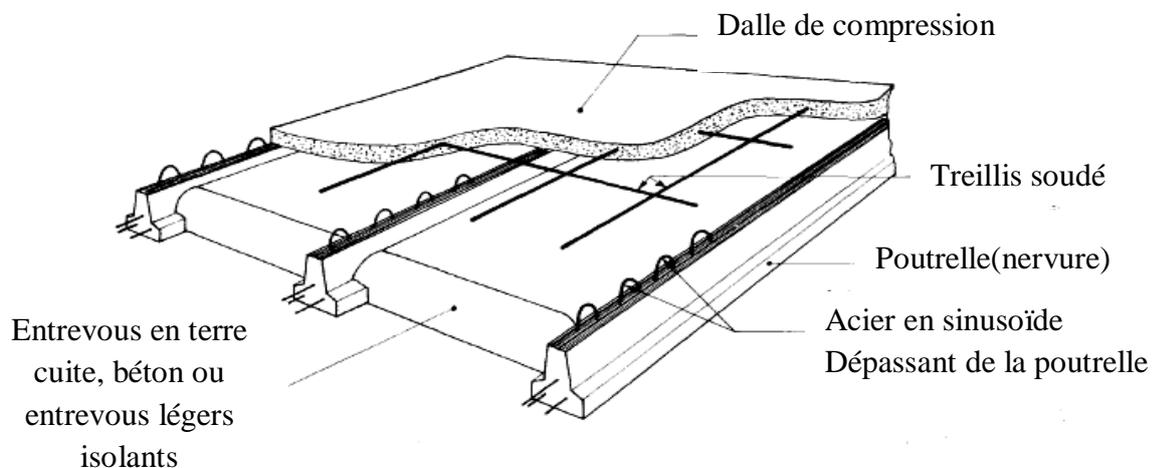


Figure (III.5) : Schéma statique de la coupe de plancher.

III.3.2 Etude et calcul du plancher :

III.3.2.1 - Dimensionnement des poutrelles :

La hauteur de la poutrelle :

D'après B.A.E.L91 (ART 2.1.1) [1]:

$$\frac{L}{25} \leq h_{tp} \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 6,00 - 0,40 = 5,60 \text{ m}$$

$$22,4\text{cm} \leq h_{tp} \leq 28,00\text{cm}$$

On prend : $h_{tp} = 24\text{cm}$

Epaisseur du corps Creux : $e = 20 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_{tp} - e = 4 \text{ cm}$

▪ La largeur de la poutrelle :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_{tp}$$

$$b = b_0 + 2 c_1 \quad \text{avec : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher :

$$D_c = 53 \text{ cm} \quad c_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_c}{2} = 26,5\text{cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56,00\text{cm} \\ (6 ; 8) \cdot h_0 = 24 \text{ à } 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

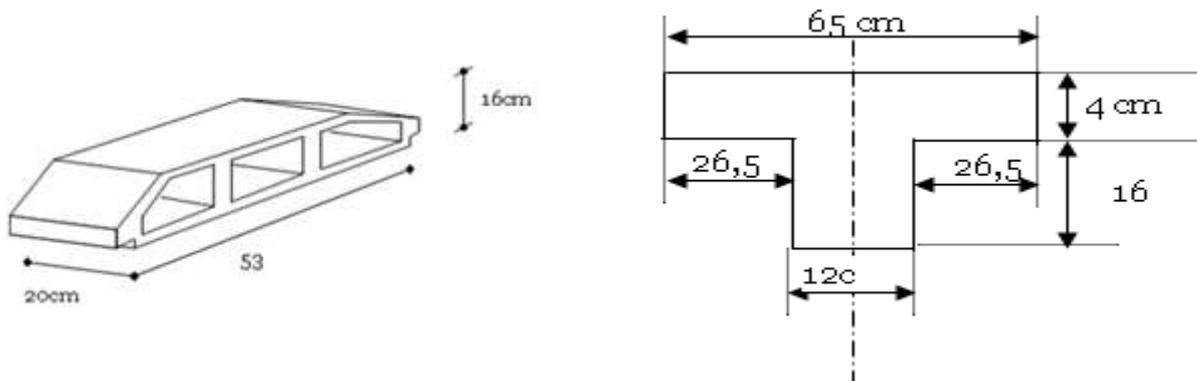


Figure (III.6) : La largeur de la poutrelle

III.3.2.2. Calcul des efforts dans la poutrelle :

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 53) \text{ cm}^3$ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

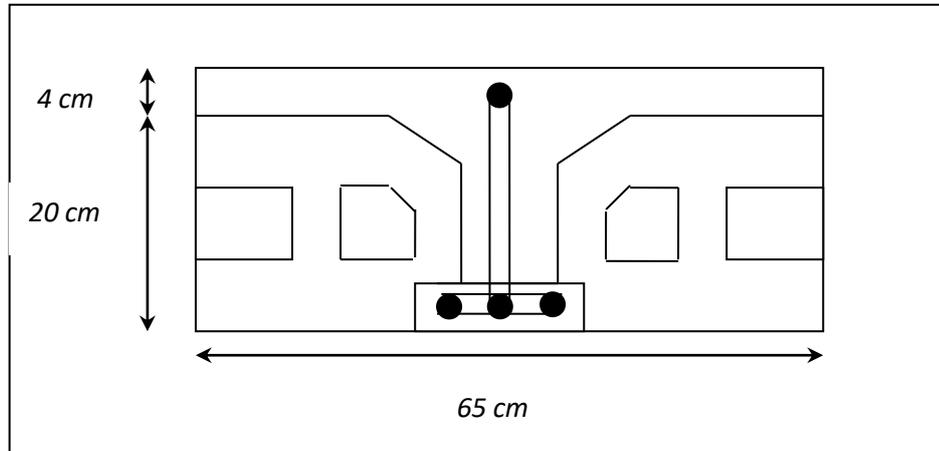


Figure (III.7) : Coupe verticale du corps creux.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

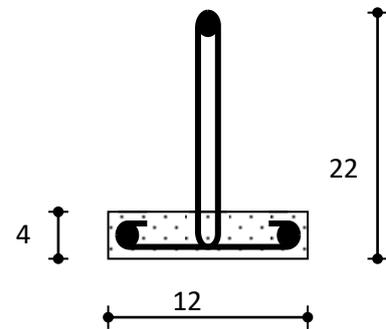
❖ Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère} Phases de calcul (avant le coulage):

Avant le coulage de la table de compression,

la poutrelle est considérée comme une poutre

Simplement appuyée, elle supporte :



Figure(III.8) : Poutrelle préfabriquée

a/- Charge permanente :

-poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}$

-poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/m}$

$$G = 0,74 \text{ KN/m}$$

b/-Surcharge d'exploitation du plancher :

$$0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0,65 \text{ KN/m}$$

A L'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1.35 \times 0,74 + 1.5 \times 0.65 = 1,97 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS: $q_{\text{ser}} = G + Q$

$$q_{\text{ser}} = 0,74 + 0,65 = 1,39 \text{ KN/m}^2$$

L'expression des moments maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$$M_{\text{max}} = q_u l^2 / 8 \quad \text{Dans notre cas :} \quad L_{\text{max}} = 5,60 \text{ m}$$

D'où on obtient : $M_u = 1,97 \times (5,60^2 / 8) = 7,44 \text{ KN.m}$

$$M_s = 1,39 \times (5,60^2 / 8) = 5,44 \text{ m}$$

L'effort tranchant maximal est donné par :

$$T_{u \text{ max}} = p_u L / 2 = 5,51 \text{ KN}$$

$$T_{\text{ser max}} = p_{\text{ser}} L / 2 = 3,89 \text{ KN}$$

c) Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

Tableau(III.2) : les données. des poutrelles

f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_{t28} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Fe (MPa)
25	14,16	2,1	12	20	18	400
30	17	2,4				

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,44}{0,12 \times 0,18^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bu25} = 0,079$$

$$\checkmark \mu_{bu30} = 0,066$$

$$\mu_{bu25,30} < \mu_R = 0.392 \quad , \quad A'_s = 0$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

III.3.2.3 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau(III.3) : les charges sur les planchers.

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$6,78 \times 0,65 = 4,407 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$
Plancher étage RDC, étage courant	
Charges permanentes	$5,46 \times 0,65 = 3,549 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$

Tableau(III.4) : Combinaison des charges.

Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,92 \text{ KN/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 5,057 \text{ KN/ml.}$
Plancher étage RDC, étage courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,25 \text{ KN/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,52 \text{ KN/ml.}$

a) Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

1) Méthode forfaitaire :..... [1]

- Condition d'application :

- il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/M}^2\}$
- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

- la fissuration est non préjudiciable.

- Exposée de la méthode :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

• Calcul des moments :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée de rive).}$$

$$M_{ri} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée intermédiaire)}$$

avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique).

M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement.

M_t : le moment maximal en travée.

$M = 0,2 M_0 \dots\dots\dots$ appui de rive.

$M = 0,6 M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées.

$M = 0,5 M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M = 0,4 M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

• **Calcul des efforts tranchants :**

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors considère chaque travée séparément et en multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

C = 1,15 cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

C = 1,1 cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

2) Méthode de CAQUOT :..... [1]

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.

• Exposé de la méthode :

a) Moment sur appuis :

$$M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis int ermédiaires}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

b) Moment en travée :

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

Avec :

M₀: la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcule, de chaque coté 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.

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

Où " l " représente la portée de la travée libre.

c) 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.

3) Etude le cas le plus défavorable (poutrelle à six 06 travées) :

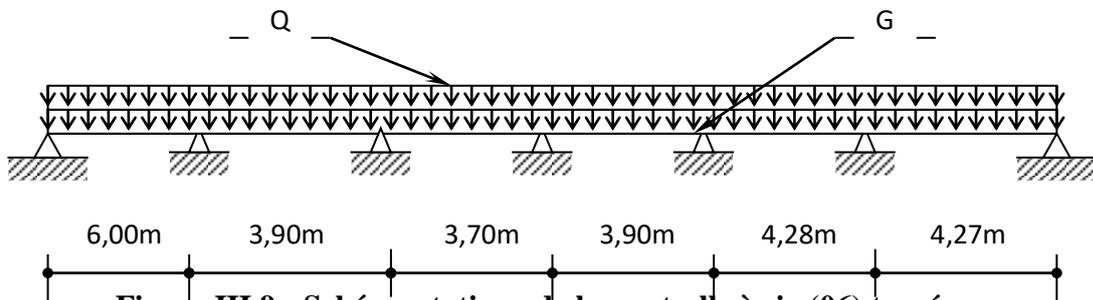


Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle à six (06) travées.

a) Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifie les conditions suivantes :

1. La charge d'exploitation est inférieure ou égale à deux (2) fois la charge permanente où à $5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q \leq \text{Max}(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$; $G_t = 6,78 \text{ KN/m}^2$

$Q < \text{Max}(2 \times 6,78 ; 5) = 13,56 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans travées en continuité.....Condition vérifiée.

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

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{12}}{L_{23}} = \frac{6,00}{3,90} \right) = 1,53 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{23}}{L_{34}} = \frac{3,90}{3,70} \right) = 1,05 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{34}}{L_{45}} = \frac{3,70}{3,90} \right) = 0,94 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{45}}{L_{56}} = \frac{3,90}{4,28} \right) = 0,91 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{56}}{L_{67}} = \frac{4,28}{4,27} \right) = 1,00 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Les fissurations sont considérées comme peu nuisibleCondition vérifiée.

Une condition n'est pas applicable, on peut utiliser la méthode de calcul des plancher à charge d'exploitation relativement élevée dite méthode de « Caquot ».

b) Calcul des sollicitations :

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif de calcul des moments et des efforts tranchants.

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Tw	Te	Tw	Te
1	-4,67	-3,41	1-2	6,00	17,3	8,92	23,81	-16,14	18,22	-12,11
2	-23,00	-16,07	2-3	3,90	-1,76	-6,65	9,52	-5,66	5,89	-13,82
3	-7,53	-5,50	3-4	3,70	4,61	1,12	12,80	-12,80	9,35	-9,35
4	-7,53	-5,50	4-5	3,90	5,35	1,46	13,80	-13,17	10,17	-9,54
5	-8,76	-6,40	5-6	4,28	5,64	0,96	15,67	-13,94	11,68	-9,95
6	-12,47	-9,01	6-7	4,27	8,85	4,20	12,36	-11,34	8,38	-13,20
7	-2,18	-1,72								

a) Diagrammes des sollicitations :

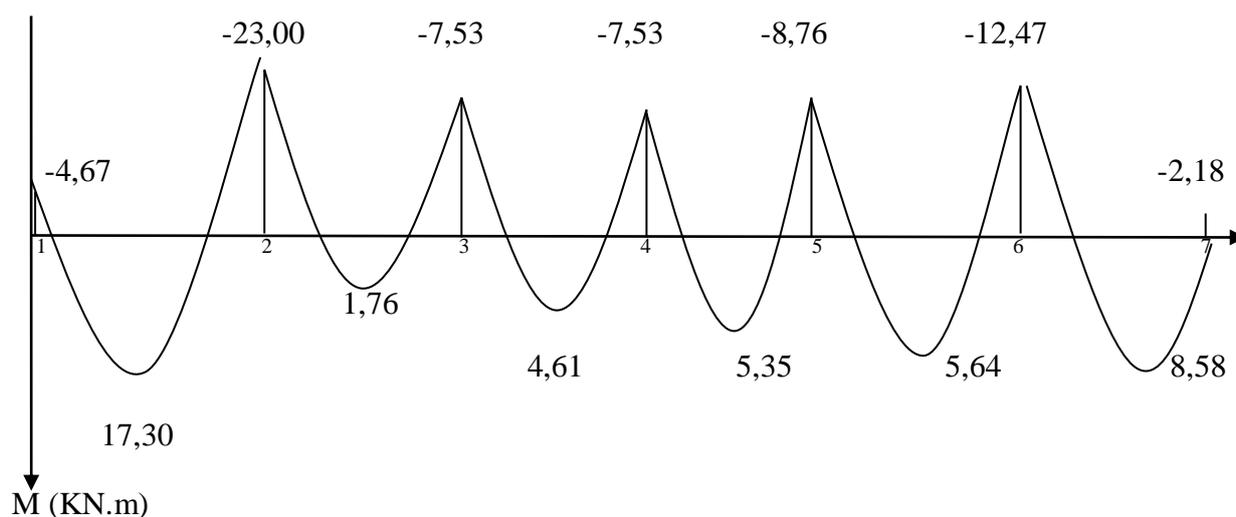


Figure III.10 : Diagramme de moment à l'ELU.

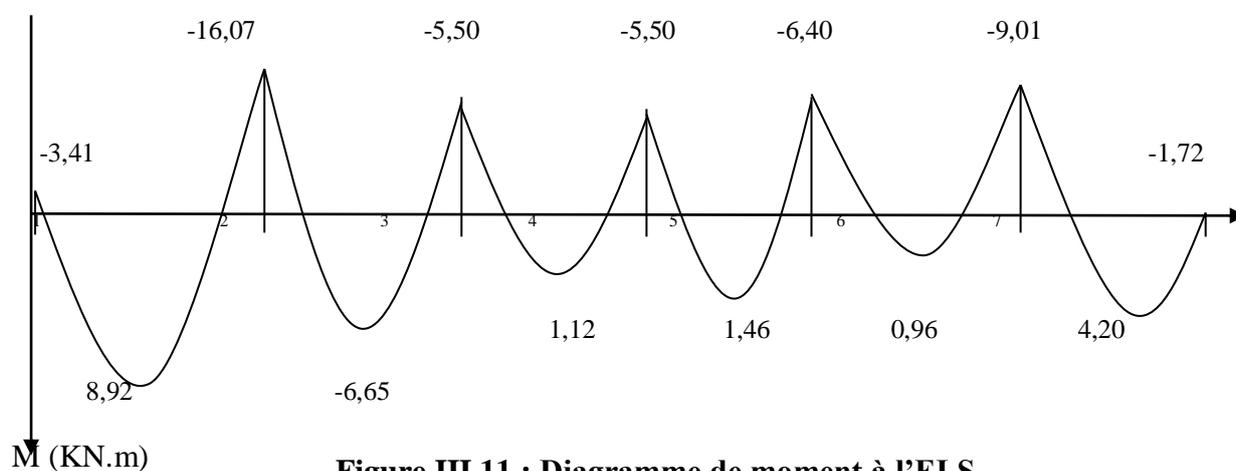


Figure III.11 : Diagramme de moment à l'ELS.

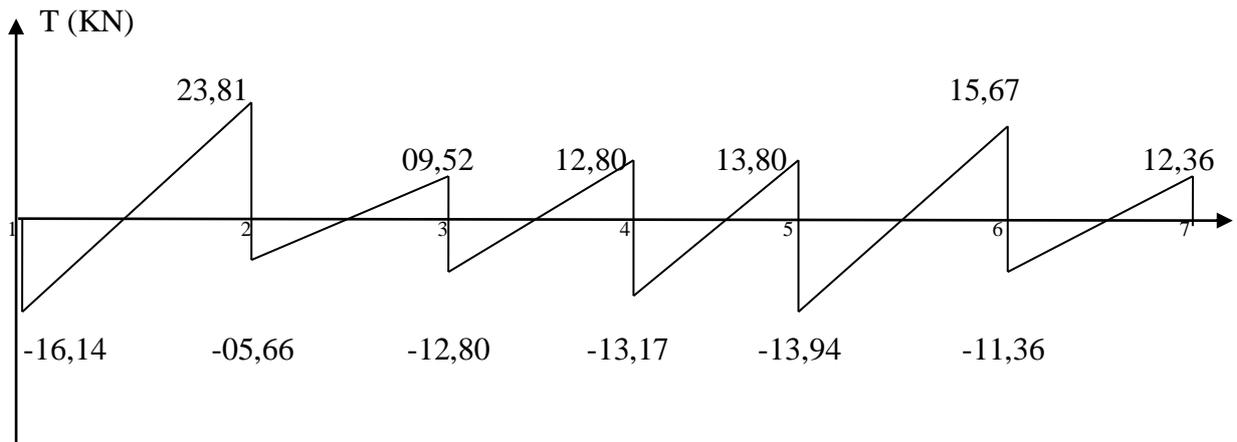


Figure III.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

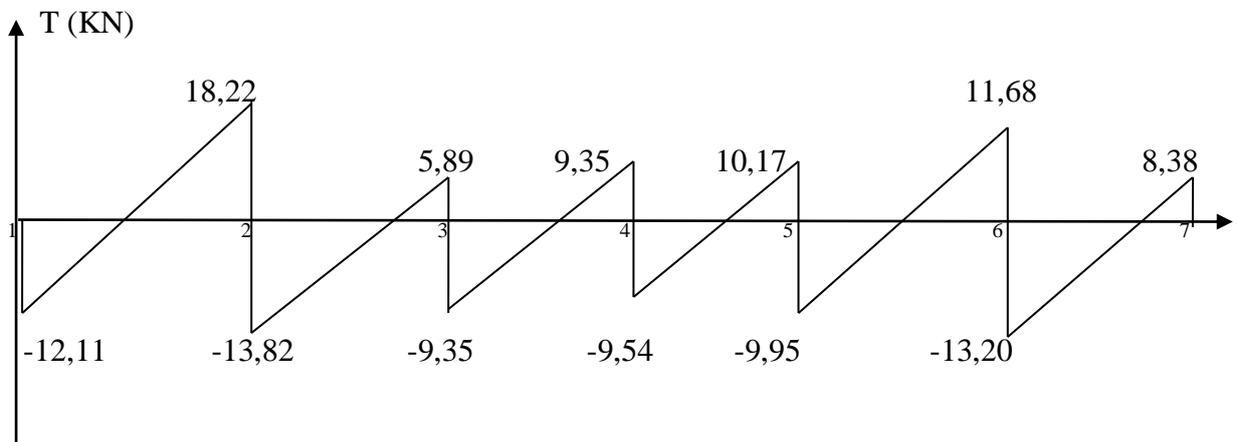


Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

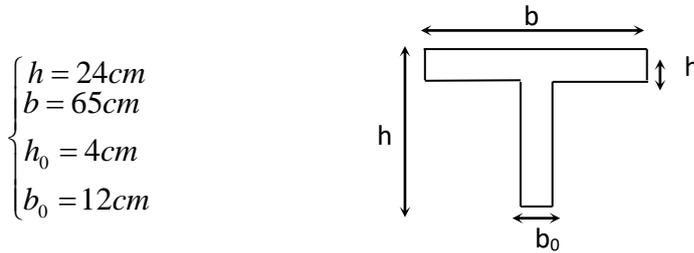
III.3.2.4. Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau(III.6) : Efforts maximaux en appuis et en travées.

$M_{a.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a.ser}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.u}^{\max}$ (KN.m)	$M_{t.ser}^{\max}$ (KN.m)	T_{ser}^{\max} (KN)	T_u^{\max} (KN)
23,00	16,07	17,30	8,92	18,22	23,81

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du **BEAL 91** :



Figure(III.14) : Section de la poutrelle.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Calcule moment table :

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- ✓ $M_{tab25} = 0,07215 \text{ MN.m} = 72,15 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{tab30} = 0,08663 \text{ MN.m} = 86,63 \text{ KN.m}$

$$M_u < M_{tab25,30}$$

Nous avons $M_u < M_{tab}$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple

- ♦ **Ferraillage en travée :**
 $M_{tu} = 17,30 \text{ KN.m}$

Les données :

Tableau(III.7) : représentation des données.

f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_{t28} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_e (MPa)
25	14,16	2,1	65	24	21,60	400
30	17	2,4				

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{18,58 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,216^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bu25} = 0,040$$

$$\checkmark \mu_{bu30} = 0,033$$

$$\mu_{bu25,30} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha_{25} = 0,051$$

$$\checkmark \alpha_{45} = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\checkmark z_{25} = 0,211 \text{ m}$$

$$\checkmark z_{45} = 0,212 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{17,30 \times 10^{-3}}{Z_b \times \sigma_s} =$$

$$\checkmark A_{s25} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{s30} = 2,34 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 21,6}{400} =$$

$$\checkmark A_{s \min 25} = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{s \min 30} = 1,93 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

Donc $A_s > \max (A_{s \text{ tu}}, A_{s \text{ min}})$

$$\Rightarrow A_{s25} \geq 2,35 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 1T12 + 2T10 = 2,70 cm²/ml .

$$\Rightarrow A_{s30} \geq 2,34 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 2T10 + 1T12 = 2,70 cm²/ml .

♦ Ferrailage sur appuis :

$$M_{tab25}, M_{tab30} > M_{au} = 23,00 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table de compression, donc calcul d'une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{23 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,216^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bu25} = 0,053$$

$$\checkmark \mu_{bu45} = 0,044$$

$$\mu_{bu25,30} < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_{s'} = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha_{25} = 0,068$$

$$\checkmark \alpha_{30} = 0,041$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\checkmark z_{25} = 0,21 \text{ m}$$

$$\checkmark z_{30} = 0,18 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{23 \times 10^{-3}}{Z \times \sigma_s} =$$

$$\checkmark A_{s25} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{s30} = 3,67 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 65 \times 21,6}{400} =$$

$$\checkmark A_{s \min 25} = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{s \min 30} = 1,93 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

Donc $A_s > \max (A_{S_{tu}} , A_{S_{min}})$

$$\Rightarrow A_{S25} \geq 3,14 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne $T14+2T12 = 3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$\Rightarrow A_{S30} \geq 3,67 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne $2T12+T14 = 3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

III.3.2.5. Vérification de l'effort tranchant:

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($T_u^{\max} = 23,81 \text{ KN}$). Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\checkmark \quad \bar{\tau}_{u25} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \bar{\tau}_{u30} = 3,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{23,81 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{u25,30} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

III.3.2.6 .Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{bc25} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{bc30} = 18 \text{ MPa.}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

Détermination de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y^2 + n A'_s (y - d') - n A_s (d - y) = 0$$

Si : $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $y > h_0 \Rightarrow$ on trie Y de l'équation suivante :

$$(b/2) \cdot y^2 + (b-b_0 / 2) (y-h_0) + n A'_s (y - c') - n A_s (d-y) = 0$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau(III.8) : Récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S

Position	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc25,30}$
Travée	8,92	2,70	4,21	12150,23	3,09	Vérifie
Appui	16,07	3,80	4,93	13477,48	5,87	Vérifie

III.3.2.7. Vérification de la flèche :

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L = 0,056 \leq 1/16 = 0,0625$ non vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \therefore \text{si } \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore \text{si } \therefore L > 5m$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta_i}} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta_v}} \quad (2) \end{array} \right.$$

⁽¹⁾Flèche due aux charges instantanées.

⁽²⁾Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas L= 6 m.

• **Moment d'inertie de la section totale homogène :**

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

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec : $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh + 15A_s)) = 10.30 \text{ cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau(III.9) : Vérification de la flèche.

f _{c28} (MPa)	M _{SER} (KN.M)	A _s (cm ²)	ρ 10 ⁻³	Z (cm)	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴) 10 ⁴	I _{δi} (cm ⁴) 10 ⁴	I _{δv} (cm ⁴) 10 ⁴
25	8,92	2,70	10,40	20,08	240,15	3,95	1,58	0,696	7,86	2,30	3,74
30	8,92	2,70	10,40	20,08	240,15	6,21	2,48	0,565	7,86	1,91	3,27

Calcul des modules de déformation:

Tableau(III.10) : les données.

f_{c28} (MPa)	E_i (MPa)	E_v (MPa)
25	32164,2	10818,87
30	34179,55	11496,76

✓ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$:

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 0,31\text{cm} \\ \delta_v = 0,58\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,27\text{cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{600}{500} = 1,2\text{cm}.$$

$\Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f}$ Vérifiée

✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 0,31\text{cm} \\ \delta_v = 0,54\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,23\text{cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{600}{500} = 1,2\text{cm}.$$

$\Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f}$ Vérifiée

III.3.2.8. Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

- Suivant le **BAEL91 (Art.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40\text{cm}) \end{array} \right.$$

K=1 : pas de reprise de bétonnage

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{t25}}{S_t} \geq 1,5 \times 10^{-2} \text{cm} \\ \frac{A_{t30}}{S_t} \geq 1,5 \times 10^{-3} \text{cm} \\ S_t \leq 19,4 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 12 \times 10^{-3} \text{cm}$$

- Suivant le **RPA99 (Art.7.5.2.2)**

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

Avec :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min (6,80;12;10) = 6,8 \text{mm}$. On adopte $\phi_t = 6 \text{mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{cm} \\ S_t \leq 5 \text{cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

✓ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ et $f_{c28}=30\text{MPa}$:

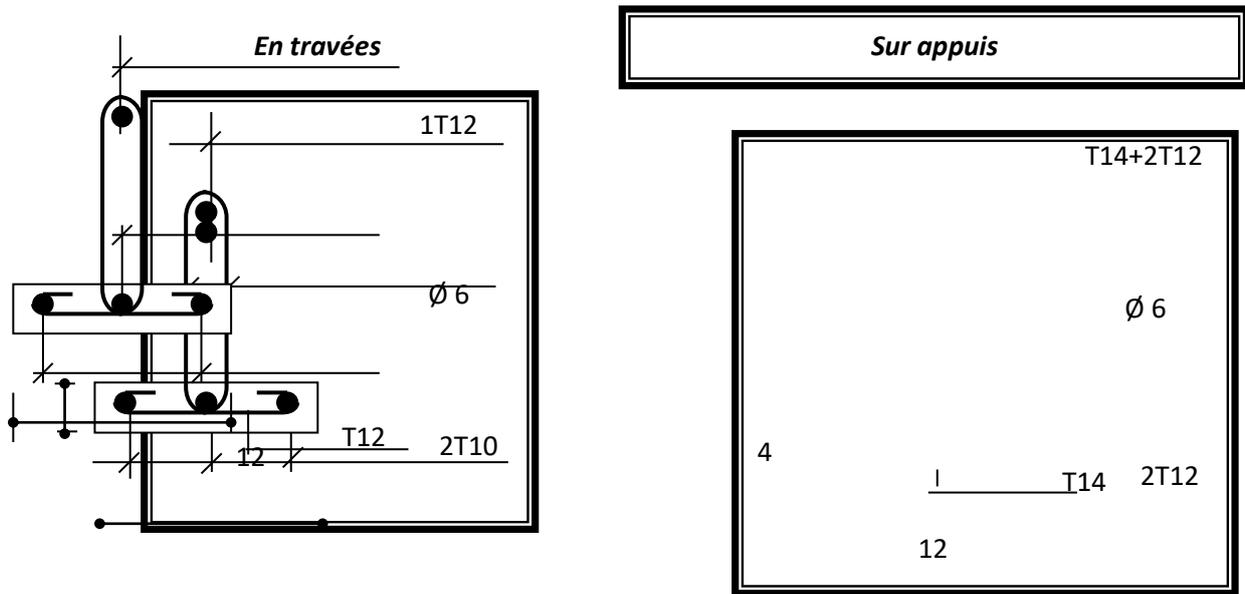


Figure (III.15) : Schéma de ferrailages des poutrelles pour RDC et étage courant

III.3.3 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrillage est en treillis soudée (**BEAL 91 B.6.8.4**) ^[1].

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (**ART.B68.BAEL91**) ^[1] comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e=520$ MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

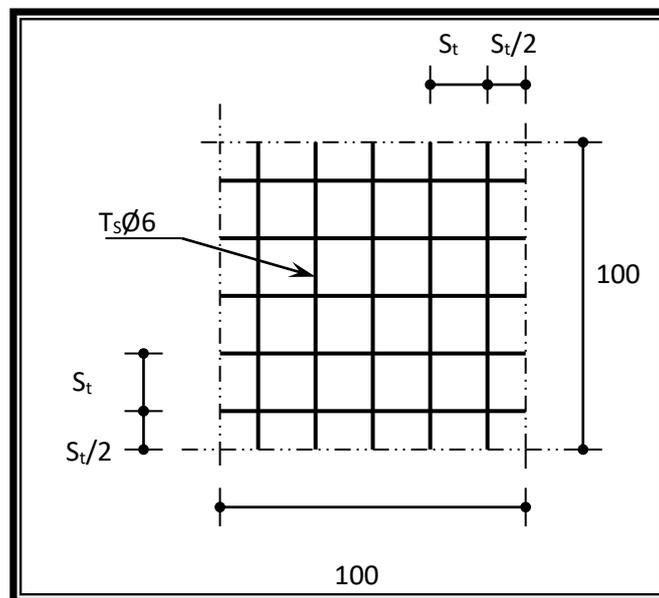


Figure (III.16) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.4. Le balcon :

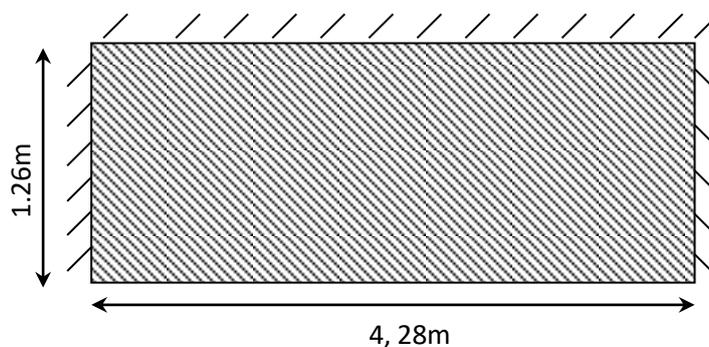


Figure (III.17) : Schéma de balcon.

III.4.1 Dimensionnement :

- Pour les raisons pratiques on prend : $e = 16 \text{ cm}$
- Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,26}{4,28} = 0,29 < 0,4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.4.2 Evaluation des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

III.4.2.1. Charges permanente :

Tableau (III.11) : Charge concentré au poids propre du mur .

Matériaux	Charges permanente	Surcharges d'exploitation
Balcon	5,56	3,5
Mur	5,26	1

III.4.2.2. Surcharges d'exploitation :

- Surcharge sur la dalle : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge de la main courante : $Q_m = 1,00 \text{ KN/m}$.

III.4.2.3. Les sollicitations**a) Etat limite ultime**➤ **Dalle**

$$q_u = 1.35q + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5,56 + 1.5 \times 3,5 = 12,75 \text{ KN/ml}$$

➤ **Mur extérieure :**

$$p_u = 1.35p = 1.35 \times 5,26 = 7,10 \text{ KN}$$

Effet de la main courante :

$$h_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

b) Etat limite de service➤ **Dalle**

$$q_s = q + Q_1 = 5,56 + 3,5 = 9,06 \text{ KN/ml}$$

➤ **Mur extérieure :**

$$p_s = p = 5,26 \text{ KN}$$

Effet de la main courante :

$$h_s = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

III.5.2.4. Détermination des efforts

Schéma statique

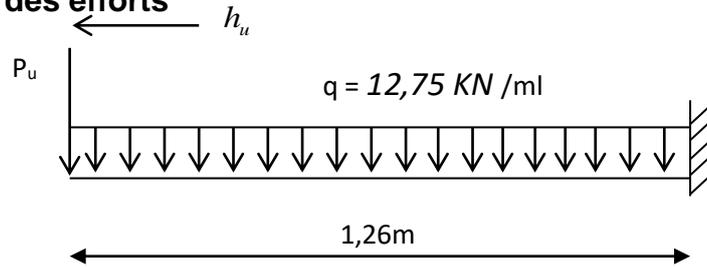


Figure (III.18) : Schéma représentant les charges dans le balcon.

a) L' E.L.U.R

- **Moment fléchissant**

$$M_u = \left(q_u \frac{x^2}{2} + p_u x + h_u \times 1 \right) = \left(12,75 \times \frac{1,26^2}{2} + 7,10 \times 1,26 + 1,26 \times 1 \right) = 20,32 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T = q_u \cdot x + p_u = 12,75 \times 1,26 + 7,10 = 23,16 \text{ KN}$$

b) L'E.L.S

$$M_s = \left(q_s \frac{x^2}{2} + p_s \cdot x + h_s \cdot 1 \right) = \left(9,06 \times \frac{1,26^2}{2} + 5,26 \times 1,26 + 1 \times 1 \right) = 14,81 \text{ KN.m}$$

III.4.3 Ferrailage à E.L.U.R :

Le calcul se fait en flexion simple pour

une bande de 1m de longueur,

pour une section rectangulaire (b x h)

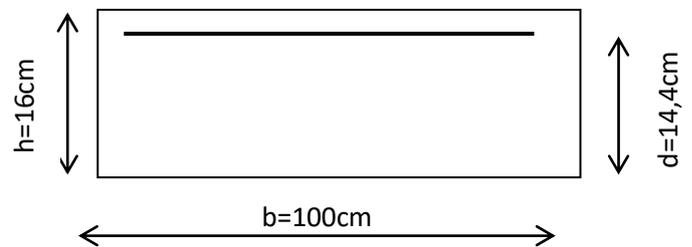


Figure (III.19) : Schéma représentant

la section de calcul.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$M_u = 20,32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{20,32 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times \sigma_b}$$

$$\checkmark \mu_{25} = 0,069$$

$$\checkmark \mu_{30} = 0,057$$

$$\mu_{25,30} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\checkmark \alpha_{25} = 0,089$$

$$\checkmark \alpha_{30} = 0,073$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\checkmark Z_{25} = 0,138m$$

$$\checkmark Z_{30} = 0,139m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{20,32 \times 10^{-3}}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$\checkmark A_{s25} = 4,23cm^2$$

$$\checkmark A_{s30} = 4,20cm^2$$

III.4.3.1 Vérifications :

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$= \max \left\{ \frac{100 \times 16}{1000}, 0.23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{f_{t28}}{400} \right\} =$$

$$\checkmark A_{\min 25} = 1,73cm^2$$

$$\checkmark A_{\min 30} = 1,98cm^2$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max (A_s , A_{\min})$$

$$\checkmark A_{s25} = 4,23cm^2$$

$$\checkmark A_{s30} = 4,20cm^2$$

⇒ On choisit : $A = 4T12 = 4,53 cm^2$

❖ Espacement :

$$St \leq \min (3h, 33cm) = \min (3 \times 16 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

▪ Section d'armatures de répartition

$$Ar = \frac{A_s}{4} = \frac{4,53}{4} = 1,13 cm^2$$

On choisit $4T8 = 2,01cm^2$

❖ **Espacement**

$$St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(4 \times 16; 45) = 45\text{cm}$$

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

III.4.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = T_u = 23,16 \text{ KN}$$

✓ **Valeur de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,16 \times 10}{100 \times 14,4} = 0,160 \text{ MPa}$$

✓ **Valeur limite de la contrainte tangentielle**

La fissuration est préjudiciable..... (CV)

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\checkmark \tau_{u25} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \tau_{u30} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,160 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{u25,30} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

• **Armature d'effort tranchant**

- Le bétonnage est sans reprise

$$\tau_u = 0,160 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

III.4.4. Etat Limite de Service :

$$M_s = 14,81 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable

▪ **Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(As + A')y - 30(d.As + d'.A') = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.As + d'.A')}{7.5(As + A')^2}} \right] = \frac{15 \times 4,53}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 14,4 \times 4,53}{7.5 \times 4,53^2}} \right]$$

$$= 3,79 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = \frac{100 \times 3,79^3}{3} + 15 \times [4,53 \times (14,4 - 3,79)^2]$$

$$= 9463,93 \text{ cm}^4 .$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{14,81 \times 10^3}{9463,93} = 1,56 \text{ MPa/cm}$$

a) Calcul des contraintes

- **Contrainte de compression dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = K \cdot y = 1,56 \times 3,79 = 5,91 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans les armatures tendues**

$$\bar{\sigma}_s = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1,56 \times (14,4 - 3,79) = 248,27 \text{ MPa}$$

b) Vérifications

- **Etat limite de compression du béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{bc25} = 15 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{bc30} = 18 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \sigma'_{b25} = 5,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc25} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{cv})$$

$$\checkmark \quad \sigma'_{b30} = 5,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc30} = 18 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{cv})$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \times f_e \times \max \left[0,5 \times f_e; 110 \sqrt{1,6 \times f_{t28}} \right]$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{s25} = 248,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{cnv})$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{s30} = 248,27 \text{ MPa} \leq \sigma_a = 215,55 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{cnv})$$

- **Remarque :**

Les contraintes dans les armatures tendues ne sont pas vérifiées.

- **Solution :**

Augmentation de section d'acier.

En prend 5T12 $A_s=5,66 \text{ cm}^2$

- Vérifications :

• Etat limite de compression du béton

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{bc25} = 5,44MPa \leq \bar{\sigma}_{bc\ 25} = 15MPa \quad \dots\dots\dots (cv)$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{bc45} = 5,44MPa \leq \bar{\sigma}_{bc30} = 27MPa \quad \dots\dots\dots (cv)$$

• Etat limite d'ouverture des fissures

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{s25} = 204,28MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201,66MPa \quad \dots\dots\dots (cnv)$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{s30} = 204,28MPa \leq \bar{\sigma}_s = 252,76MPa \quad \dots\dots\dots (cv)$$

- Remarque :

Pour $f_{c28}=25$ MPa : Les contraintes dans les armatures tendues ne sont pas vérifiées.

Pour $f_{c28}=30$ MPa : Les contraintes dans les armatures tendues sont vérifiées.

- Solution :

Augmentation de section d'acier.

En prend 6T12 $A_s=6,79cm^2$

Vérifications :

• Etat limite de compression du béton

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{bc25} = 5,07MPa \leq \bar{\sigma}_{bc25} = 15MPa \quad \dots\dots\dots (cv)$$

• Etat limite d'ouverture des fissures

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_{s25} = 167,97MPa \leq \sigma_a = 201,66MPa \quad \dots\dots\dots (cv)$$

- Résultats :

Les résultats sont présentés se dessous :

Tableau (III.12) : les sections d'armateur.

f_{c28}	25	30
A_s	6T12 (7,92cm ²)	5T12 (6,79cm ²)
A_r	4T8 (2,01cm ²)	4T8 (2,02cm ²)

❖ Schéma de Ferrailage :

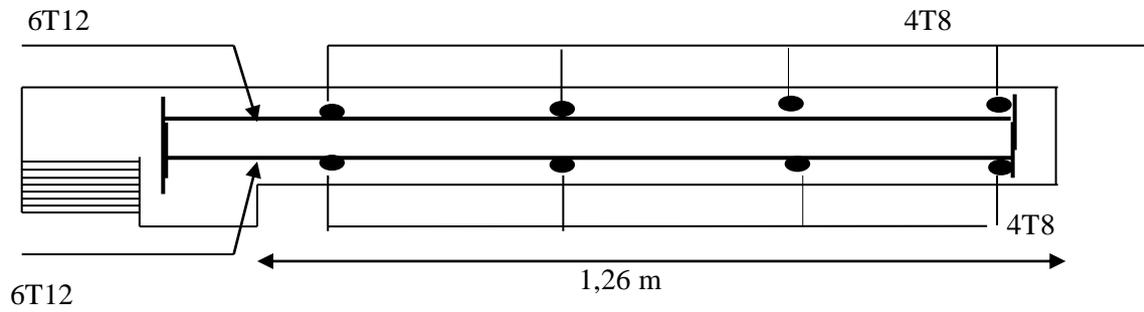


Figure (III.20) : ferrailage du balcon pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

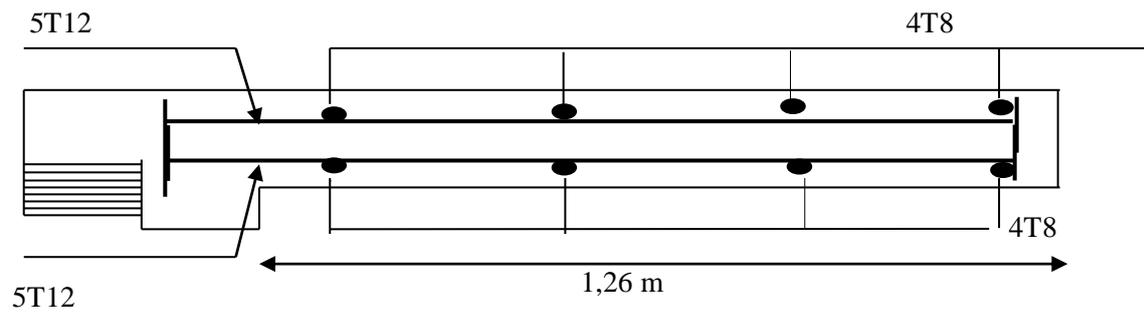


Figure (III.21) : ferrailage du balcon pour $f_{c28}=30\text{MPa}$.

III-5-LES ESCALIERS :**III-5-1-Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bloc.

Ce bloc comporte un seul type d'escalier à deux volées.

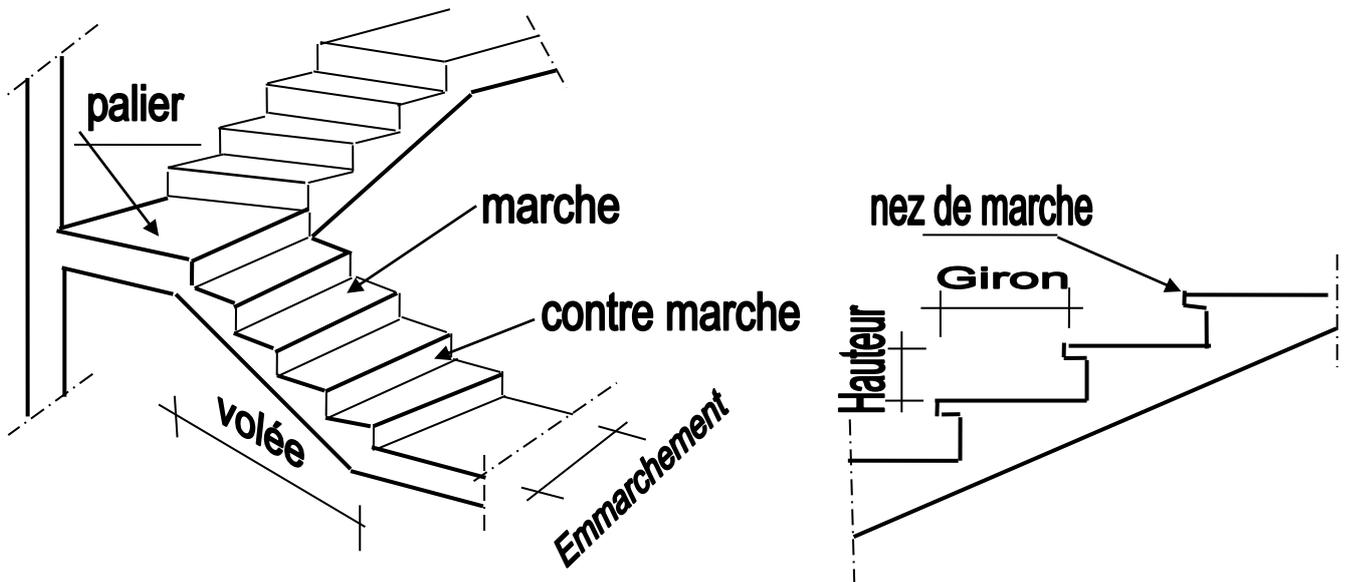
On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

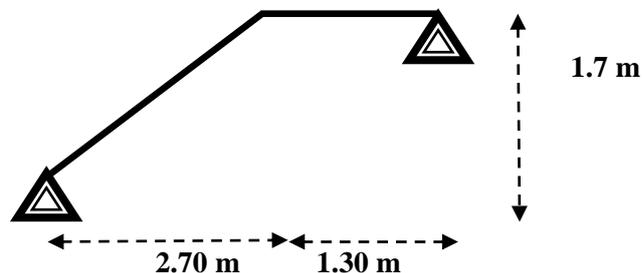
L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

**III-5-2-Dimensionnement :**

Formule de BLONDEL : $59\text{ cm} \leq g + 2.h \leq 64\text{ cm}$

- Schémas statique :



On pose :

n : nombre de contre marche donc $H = n.h$

L : largeur horizontale de la volée donc $L = (n-1)l$

L_p : Longueur de la ligne de volée.

$$\text{La formule donne : } 59 \text{ cm} \leq \frac{l}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{h} \leq 64 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \frac{l}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{h} = 64 \text{ cm} \Rightarrow 64n^2 - (2.H + l + 64)n - 2H = 0 \Rightarrow n = 10$$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{270}{10-1} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Epaisseur de la paille**

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec: } l = l_{\text{paille}} + l_{\text{palier}}$$

$$l_{\text{paille}} = \sqrt{1.7^2 + 2.70^2} = 3.19 \text{ m} \Rightarrow l = 3.06 + 1.30 = 4.49 \text{ m} = 449 \text{ cm}$$

$$\frac{449}{30} \leq e_p \leq \frac{449}{20} \Rightarrow 14.96 \leq e_p \leq 22.45 \text{ cm} \text{ On choisit : } e_p = 18 \text{ cm}$$

Angle d'inclinaison de la paille :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.62 \Rightarrow \alpha = 31.92^\circ$$

REMARQUE

Cette cas est le cas le plus défavorable

III.5.3. Calcul des sollicitations :

III.5.3.1. combinaison des charges :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

Tableau (III.13) : combinaison des charge

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	10,19	2,5
Palier	5,77	2,5

1/ Etat limite ultime (E.L.U) :

La paillasse :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,19 + 1,5 \times 2,5 = 17,50 \text{ KN/m.}$$

Le palier de repos:

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,77 + 1,5 \times 2,5 = 11,53 \text{ KN/m.}$$

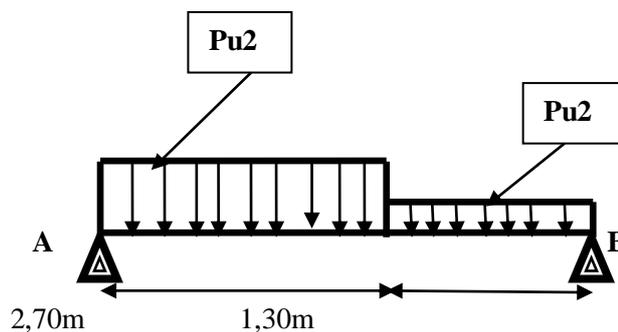


Figure III-22: Schémas Statique des escaliers

a-calcul des réactions RA et RB :

$$\sum F/Y=0 \Rightarrow RB + RA - (17,50 \times 2,70) - (11,53 \times 1,30) = 0$$

$$\Rightarrow RA + RB = 62,23$$

M=fores × L

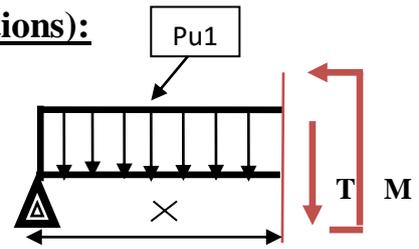
$$\sum M/A=0 \Rightarrow -RB \cdot 4 + (17,50 \times 2,70 \times 1,35) + (11,53 \times 1,3 \times 3,35) = 0 \Rightarrow RB = 28,50 \text{ KN}$$

$$RA = 62,23 - RB = 62,23 - 28,50$$

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

$R_B = 28.50 \text{ KN}$

b-calcul des sollicitations M et T (méthode des sections):



Section (A-A) : $0 \leq x \leq 2,70 \text{ m}$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow -T(x) - 17.50X + 33.73 = 0$$

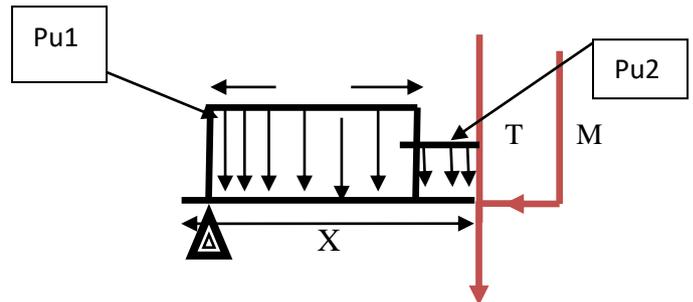
$$\Rightarrow T(x) = -17.50X + 33.73$$

- $x=0 \Rightarrow T(x) = 33.73 \text{ KN}$
- $x=2,7 \Rightarrow T(x) = -13.52 \text{ KN}$

$$\sum M/o = 0 \Rightarrow M(x) + 17.50 \frac{x^2}{2} - 33.73X = 0$$

- $M(x) = -17.50 \frac{x^2}{2} + 33.73X$
- $x=0 \Rightarrow M = 0$
- $x=2,70 \Rightarrow M = -27.28 \text{ KN.m}$

➤ **Section (B-B) :** $2,70 \leq x \leq 4$



$$\sum F/y = 0 \Rightarrow -T(x) + 33.73 - 17.50(2,60) - 11,53(x-2,70) = 0$$

- $T(x) = 33.73 - 17.50(2,70) - 11,53(X-2,70)$
- $x = 2,70 \Rightarrow T(x) = -13.52 \text{ KN}$
- $x = 4 \Rightarrow T(x) = -28.50 \text{ KN}$
- $\sum M/o = 0 \Rightarrow M(x) - 33.73(X) + (17.50 \times 2,70(X-1,35)) + 11,53 \left(\frac{x-2,70}{2}\right)^2 = 0$

$$\triangleright M(x) = 33.73(X) - (17.50 \times 2,70(x-1,35)) - 11,53\left(\frac{x-2,70}{2}\right)^2$$

$$\triangleright x = 2,70 \Rightarrow M(x) = 27.28 \text{ KN}$$

$$\triangleright .x = 4 \Rightarrow M(x) = 14.4 \text{ KN}$$

c-calcul du moment Mmax:

$$\triangleright M_{\max} \rightarrow T=0$$

$$\triangleright T(x)=0 \Rightarrow -17.50x + 33.73 = 0 \Rightarrow x = \frac{33.73}{17.50} = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{\max} M(1,92) = 33.73 \times (1,92) - (17.50 \times 2,70(1,92-1,35)) - 11,53 \times \left(\frac{1,92-2,70}{2}\right)^2 = 37,82 \text{ KN. M}$$

$$M_{\max} = 37,82 \text{ KN.m}$$

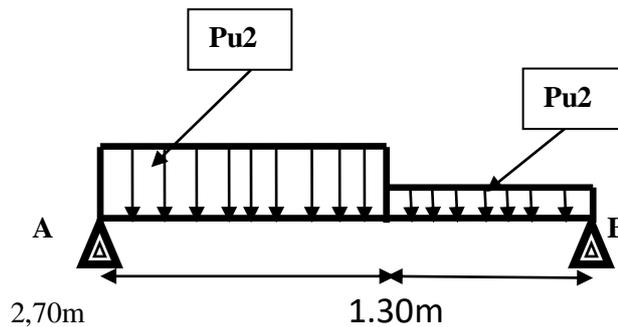
2/ Etat limite service (E.L.S) :

La paille :

$$pu1 = G2 + Q = 10,19 + 2,5 = 12,69 \text{ KN/m}$$

Le palier de repos :

$$pu2 = G1 + Q = 5,77 + 2,5 = 8,27 \text{ KN/m}$$



a-calcul des réactions RA et RB :

$$\sum F/Y=0 \Rightarrow RB + RA - (12,69 \times 2,70) - (8,27 \times 1,30) = 0$$

$$\Rightarrow RA + RB = 45.01 \text{ KN}$$

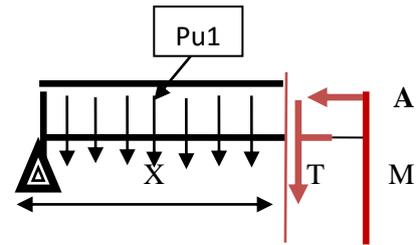
$$\sum M/A=0 \Rightarrow -Rb.4 + (12,69 \times 2,70 \times 1,35) + (8,27 \times 1,30 \times 3,35) = 0 \Rightarrow RB = 20,56 \text{ KN}$$

$$RA = 45.01 - RB = 45.01 - 20.56 = 24.45 \text{ KN}$$

$$RA = 24.45 \text{ KN} \quad RB = 20.56 \text{ KN}$$

b calcul des sollicitations M et T (méthode des sections):

Section (A-A) : $0 \leq x \leq 2,70$



$$\sum F/y = 0 \Rightarrow -T(x) - 12,69x + 24,45 = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -12,69X + 24,45$$

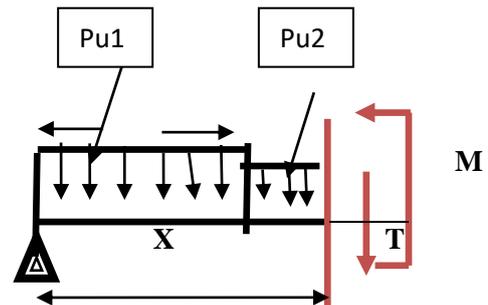
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T(x) = 24,45 \text{ KN} \\ x=2,70 \Rightarrow T(x) = -9,81 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M/o = 0 \Rightarrow M(x) + 12,69 \frac{x^2}{2} - 24,45X = 0$$

$$M(x) = -12,69 \frac{x^2}{2} + 24,45X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M = 0 \\ x=2,70 \Rightarrow M = 19,75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section (B-B) : $2,70 \leq x \leq 4$



$$\sum F/ y = 0 \Rightarrow -T(x) + 24,45 - 12,69(2,70) - 8,27(X - 2,70) = 0$$

$$T(x) = 24,45 - 12,69(2,70) - 8,27(X - 2,70)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,70 \Rightarrow T(x) = -9,81 \text{ KN} \\ x = 4 \Rightarrow T(x) = -20,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M/o = 0 \Rightarrow M(x) - 24,45(x) + (12,69 \times 2,70(x - 1,35)) + 8,27 \frac{(x - 2,70)^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 24,45(x) - (12,69 \times 2,70(x - 1,35)) - 8,27 \frac{(x - 2,70)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,70 \Rightarrow M(x) = 20,63 \text{ KN.m} \\ x = 4 \Rightarrow M(x) = 15,70 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c-calcul du moment Mmax :

$$M_{\max} \rightarrow T=0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow -12,69x + 24,45 = 0 \Rightarrow x = \frac{24,45}{12,69} = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,87) = 29,92 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Calcul de ferrailage (E.L.U) :

On admet pour le ferrailage à l'E.L.U :

$$\text{En travée : } M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \times 37,82 = 30,25 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0,2M_{\max} = 0,2 \times 29,92 = 5,98 \text{ KN.m.}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml soumise à flexion simple tel que $b=100\text{cm}$, $d=0,9h$, $h=17\text{cm}$.

▪ Ferrailage en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{30,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,153^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bu25} = 0,091$$

$$\checkmark \mu_{bu30} = 0,076$$

$$\mu_{bu25,30} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha_{25} = 0,119$$

$$\checkmark \alpha_{30} = 0,098$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\checkmark z_{25} = 0,145\text{m}$$

$$\checkmark z_{30} = 0,147\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{30,25 \times 10^{-3}}{Z \times \sigma_s} =$$

$$\checkmark A_{s25} = 5,99\text{cm}^2$$

$$\checkmark A_{s30} = 5,91\text{cm}^2$$

III.5.4.1. Vérifications :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 100 \times 15,3}{400} =$$

$$\checkmark A_{Smin25} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{Smin30} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Donc $A_s > \max (A_{Stu}, A_{Smin})$

$$\Rightarrow A_{S25} \geq 5,99 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 5T12=5,66 cm²/ml .

$$\Rightarrow A_{S30} \geq 5,91 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 5T12=5,66 cm²/ml .

➤ L'espacement :

$S_t < \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (51, 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ on prend: $e = 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

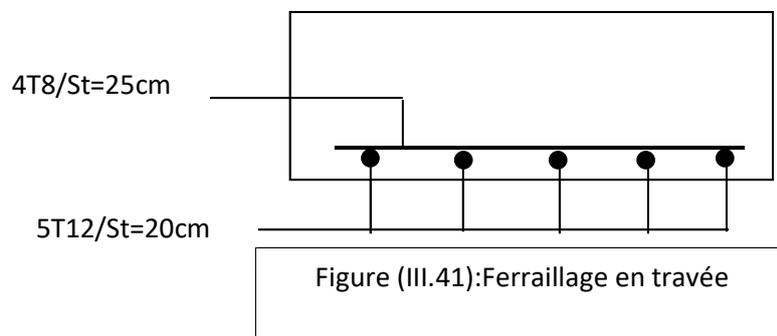
$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,66}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

on choisit : 4T8 soit 2,01 cm²

• Espacement des armatures

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 17,45) = 45 \text{ cm}$$

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



✓ Vérification de l'effort tranchant :

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$V_{u\max} = 33,73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{33,73 \times 10}{100 \times 17} = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\} = \min \{0,13 \times 25; 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 > \tau = 0,19 \dots \dots \dots (cv)$$

✓ Armatures transversales :

$$\tau = 0,19 \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.4. Calcul de ferrailage (E.L.S) :

En travée : $M_t = 0,8 M_{\max} = 0,8 \times 29,92 = 23,93 \text{ KN.m.}$

En appui : $M_a = 0,2 M_{\max} = 0,2 \times 29,92 = 5,98 \text{ KN.m}$

✓ Position de l'axe neutre:

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

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,66}{100} = 0,849 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,849 \times 15,3 = 25,97 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,849 + \sqrt{0,849^2 + 25,97} = 4,31 \text{ cm}$$

$$Y = 4,31 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,31)^3 + 15 \times 5,66 \times (15,3 - 4,31)^2$$

$$I = 12923 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{23,93 \times 10^3}{12923} = 1,85 \text{ MPa / cm}$$

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 1,85 \times 4,31 = 7,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

- ✓ $\overline{\sigma}_{b,25} = 15 \text{ MPa}$
- ✓ $\overline{\sigma}_{b,30} = 18 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 7.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{b,25,30} \dots \dots \dots CV$$

✓ **Etat limite de d'ouverture des fissures :**

Les fissurations sont peu nuisible donc aucune vérification à faire pour les armatures.

❖ **Ferrailage d'escalier :**

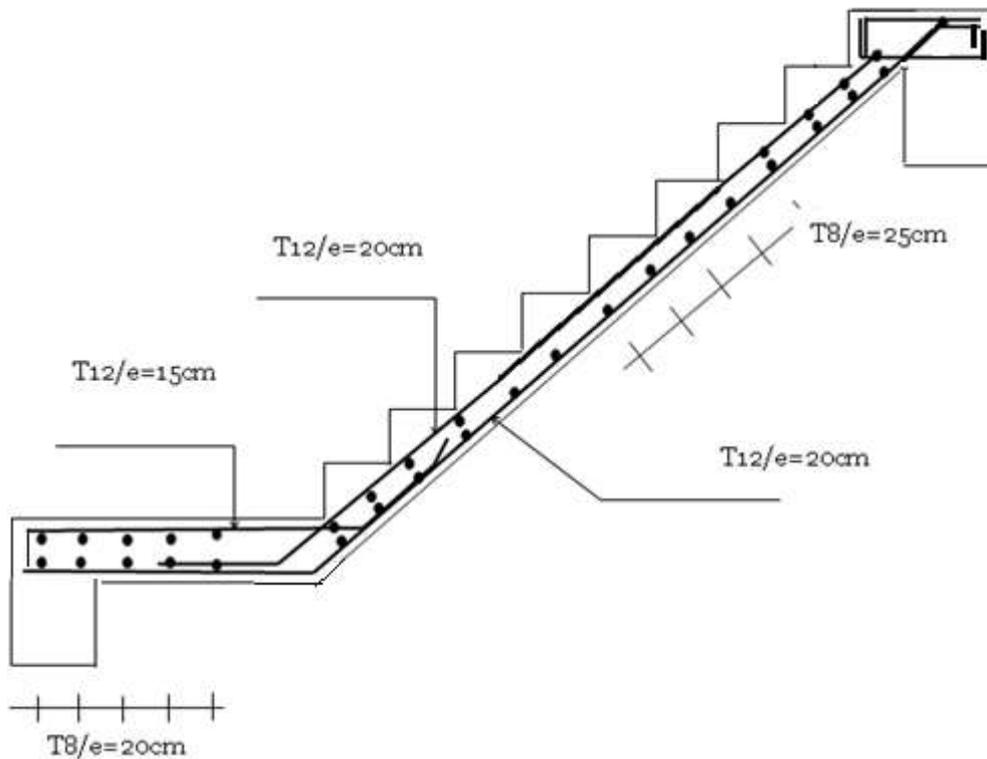


Figure (III.23) : Ferrailage final.

III. 6. POUTRE PALIERE:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99" est vérifiée selon le "RPA99 version 2003", Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi encastrée à ces deux extrémités.

III.6.1 PREDIMENSIONNEMENT:

$$\text{On a: } L=3,70\text{m} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{cm} \quad \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm}$ on prend $h = 30\text{cm}$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 7,5\text{cm} \leq b \leq 17,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } 30\text{cm}$$

Selon le RPA99 version 2003

- $h = 35$ et $b = 30$ tel que

- $h = 35 \geq 30$

- $b = 30 \geq 20$

- $h/b = 30/30 = 1 < 4$, condition vérifiée

Donc, la section de la poutre palière est de $(b \times h) = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

On prend une section de $30 \times 30 \text{ cm}^2$

III.6.1.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier :

$$\text{A E.L.U : } \frac{R_B}{L} = \frac{28,50}{3,90} = 7,37 \text{ kn/ml}$$

$$\text{A E.L.S : } \frac{R_B}{L} = \frac{20,56}{3,90} = 5,71 \text{ kn/ml}$$

III.6.1.2. Sollicitations

- **E.L.U :** $P_u = 7,37 + 1,35 \times 1,5 = 9,395 \text{ kn/ml}$

- **E.L.S :** $P_s = 5,71 + 1,5 = 7,21 \text{ kn/ml}$

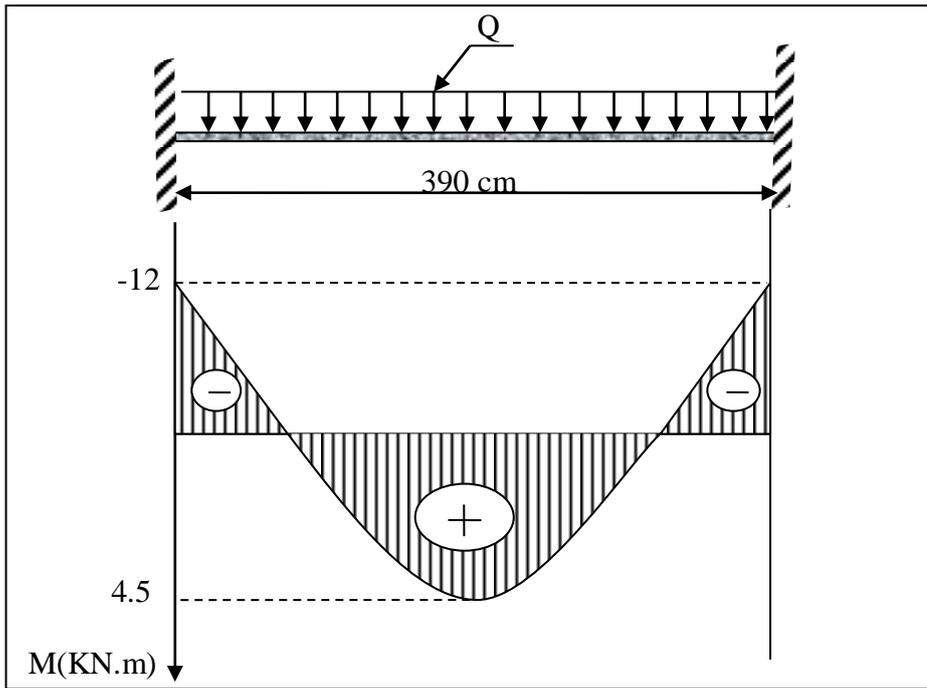
III.6.1.3. Déterminations des efforts

➤ **Etat limite ultime**

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{9,395 \times (3,90)^2}{12} = 12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{9,395 \times (3,90)^2}{24} = 4,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{9,395 \times 3,90}{2} = 18,32 \text{ KN.}$$

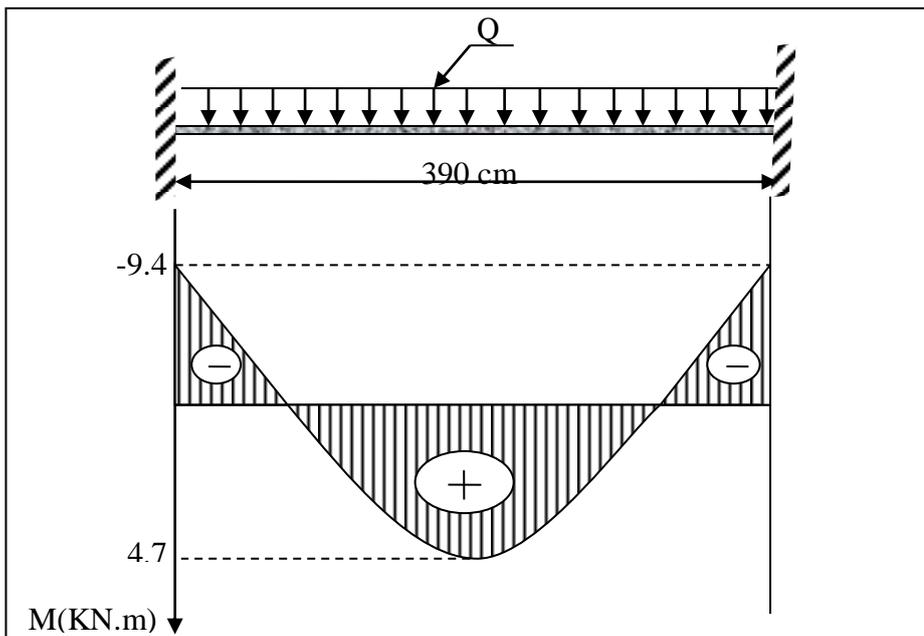


➤ **Etat limite de service**

Moments aux appuis: $M_a = \frac{P_s \times L}{12} = \frac{7.21 \times (3,90)^2}{12} = 9,4 \text{ KN.m}$

Moments en travée : $M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{7.21 \times (3,90)^2}{24} = 4,7 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{7.21 \times 3,90}{2} = 15,2 \text{ KN.m}$



III.6.2. Ferrailage :

III.6.2.1. Ferrailage en appuis :

$$M_{tu} = 12 \text{KN.m}$$

Tableau(III.14) : les données

f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_{t28} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Fe (MPa)
25	14,16	2,1	30	30	31,50	400
30	17,4	2,4				

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$12 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bU} = \frac{0,3 \times 0,315^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bU25} = 0,028$$

$$\checkmark \mu_{bU30} = 0,023$$

$$\mu_{bU25,30} < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha_{25} = 0,035$$

$$\checkmark \alpha_{30} = 0,029$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\checkmark z_{25} = 0,310 \text{ m}$$

$$\checkmark z_{30} = 0,312 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{12 \times 10^{-3}}{Z_b \times \sigma_s} =$$

$$\checkmark A_{s25} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{s30} = 1,36 \text{ cm}^2$$

- Vérifications :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 30 \times 31,5}{400} =$$

$$\checkmark A_{smin25} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{smin30} = 1,79 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > \max (A_{s tu} , A_{s min})$

$$\Rightarrow A_{S25} \geq 1,37 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 3T12 = 3,39 cm².

$$\Rightarrow A_{S30} \geq 1,79 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 3T12 = 3,39 cm².

III.6.2.2. Ferrailage sur travé :

$$M_{au} = 4.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bU} = \frac{4.5 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times f_{bu}}$$

$$\checkmark \mu_{bU25} = 0,010$$

$$\checkmark \mu_{bU30} = 0,033$$

$$\mu_{bU25,30} < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_{S'} = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\checkmark \alpha_{25} = 0,131$$

$$\checkmark \alpha_{30} = 0,041$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\checkmark z_{25} = 0,298 \text{ m}$$

$$\checkmark z_{30} = 0,263 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{Z_b \times \sigma_S}$$

$$A_S = \frac{4.5 \times 10^{-3}}{Z \times \sigma_S} =$$

$$\checkmark A_{S25} = 3,33 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{S30} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{S \min} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times 30 \times 31.5}{400} =$$

$$\checkmark A_{S \min 25} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{S \min 30} = 1,79 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Donc $A_S > \max (A_{S \text{ tu}}, A_{S \text{ min}})$

$$\Rightarrow A_{S25} \geq 3,33 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 3T12 = 3,39 cm².

$$\Rightarrow A_{S45} \geq 3,26 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne 3T12=3,39 cm².

III.6.2.3. Vérification de l'effort tranchant:

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($T_U^{\max} = 18.32 \text{ kN}$). Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\checkmark \quad \bar{\tau}_{u25} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \bar{\tau}_{u30} = 3.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{18,32 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,193 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{u25,30} \dots\dots\dots \text{Vériefie.}$$

➤ Calcul des armatures transversales

D'après le "BAEL91 modifié 99"^[1] le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{300}{10}, 12 \text{ mm} \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{On pred : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot a_{mt} = 4 \times 0.502 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 315; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

Sur une longueur de 70 cm (2×h) on choisit un espacement de 10 cm dans la zone nodale. L'espacement dans la zone courante est pris égal 15 cm

Valeur de τ_0 :

-Il n'ya pas reprise de bétonnage

-La fissuration est non préjudiciable

$$\text{Donc : } \tau_0 = 0.3 \cdot f_{tj} \cdot k$$

$$\checkmark \quad \tau_{025} = 0.3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$\checkmark \quad \tau_{030} = 0.3 \times 2,4 \times 1 = 0,72 \text{ Mpa}$$

➤ Condition de non fragilité

$$\rho_t = \frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2.01}{30 \times 10} = 0.0067$$

$$\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\checkmark \rho_{t\min 25} = \frac{1}{400} \cdot \max \left\{ \frac{0.63}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right\} = 0.001$$

$$\checkmark \rho_{t\min 30} = \frac{1}{400} \cdot \max \left\{ \frac{0.72}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right\} = 0.0009$$

• $\rho_t \geq \rho_{t\min 25 \ 30} \dots\dots\dots CV$

III.6.2.4. Vérification à E.L.S :

III.6.2.4.1. Sur appuis :

$$M_a = 9,4 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7.5.(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3,39}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times (31.5 \times 3,39)}{7.5 \times 3,39^2}} - 1 \right) = 8,77 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15. \left[A_s.(d - y)^2 + A'.(y - d')^2 \right] \Rightarrow I = \frac{30 \times 8,77^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (31.5 - 8,77)^2$$

$$= 33017,06 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{9,4 \times 10^3}{33017,06} = 0,76 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

▪ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{b25,30} = K.y = 0.76 \times 8,77 = 6,66 \text{ Mpa}$$

$$\checkmark \overline{\sigma}_{b25} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\checkmark \overline{\sigma}_{b30} = 18 \text{ Mpa}$$

▪ **Contrainte dans les armatures tendues :**

$$\overline{\sigma}_s = n.k.(d - y) = 15 \times 0,76 \times (31.5 - 8,77) = 259,12 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{2}{3} \times f_e \times \max \left[0,5 \times f_e; 110 \sqrt{1,6 \times f_{t28}} \right]$$

$$\checkmark \overline{\sigma}_{s25} = 259,12 \text{ Mpa} \leq \sigma_a = 201,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (cnv)$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{s30} = 259,12MPa \leq \sigma_{a30} = 215,76MPa \dots\dots\dots (cv)$$

Remarque :

Les contraintes dans les armatures tendues ne sont pas vérifiées.

Solution :

Augmentation de section d'acier.

En prend 4T12 $A_s=4,53cm^2$

Vérifications :

- **Etat limite de compression du béton**

- $\bar{\sigma}_{bc25} = 6,06MPa \leq \sigma_{b25} = 15MPa \dots\dots\dots (cv)$

- $\bar{\sigma}_{bc30} = 6,06MPa \leq \sigma_{b30} = 18MPa \dots\dots\dots (cv)$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\checkmark \bar{\sigma}_{s25} = 197,64MPa \leq \sigma_a = 201,66MPa \dots\dots\dots (cv)$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{s30} = 197,64MPa \leq \sigma_a = 215,76MPa \dots\dots\dots (cv)$$

III.6.2.4.2. En travée :

$$M_t = 4,7kn.m$$

$$A_s = 3.39 cm^2$$

- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7.5.(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3.39}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times (31.5 \times 3.39)}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right) = 8.77 cm$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15. [A_s.(d - y)^2 + A'.(y - d')^2] \Rightarrow I = \frac{30 \times 8,77^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (31,5 - 8,77)^2 = 33017,06$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{4,7 \times 10^3}{33017,06} = 0.32 MPa/cm$$

➤ **Calcul des contraintes**

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = K.y = 0,32 \times 8.77 = 2,86Mpa$$

Contrainte dans les armatures tendues

$$\bar{\sigma}_s = n.k.(d - y) = 15 \times 0,32 \times (31.5 - 8.77) = 109,104Mpa$$

Vérifications :

- **Etat limite de compression du béton**

$$\checkmark \bar{\sigma}_{bc25} = 2,86MPa \leq \sigma_{b25} = 15MPa \dots\dots\dots (cv)$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{bc30} = 2,86MPa \leq \sigma_{b30} = 18MPa \dots\dots\dots (cv)$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\checkmark \bar{\sigma}_{s25} = 109,10MPa \leq \sigma_a = 201,66MPa \dots\dots\dots (cv)$$

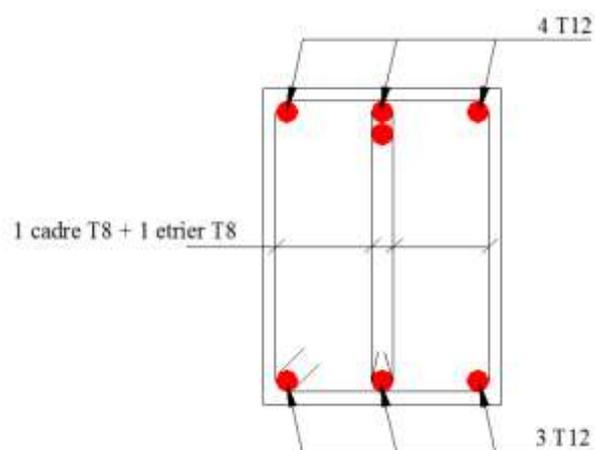
$$\checkmark \bar{\sigma}_{s30} = 109,10MPa \leq \sigma_a = 215,76MPa \dots\dots\dots (cv)$$

Résultats :

Les résultats sont présentés se dessous

Tableau (III.15) : les sections d'armateur de poutre palier

f_{c28}	25	30
travée	3T12 (3,39cm ²)	
appui	4T12 (4,53cm ²)	

Schéma de Ferrailage**Figure (III.24) : Ferrailage de poutre palier.**

CHAPITRE IV

Etude sismique et dynamique

4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non-amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique.

4.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti.

Son équation est donnée par la relation suivante :

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

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

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

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

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

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

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

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

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

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

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

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

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

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

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

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

4.3. Présentation du programme **ETABS** (Extended 3D Analysis of Building Systems)

ETABS est l'abréviation de « **Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems** », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en

Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

4.3.1. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

4.3.2. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad
etc.
- La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se faite à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique de sol.
- Possibilité d'effectuée l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de donnée des spectres de repense définis par le code sismique américain

- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

4.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

Analyse statique linéaire, analyse statique non linéaire, analyse modale, analyse spectrale analyse temporelle.

Les différentes étapes de modélisation de notre bâtiment par **ETABS** sont présentées dans l'annexe D

4.4. Etude dynamique

4.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

4.4.2. Modélisation de rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveaux i et i+1).

- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

4.4.3. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99/Version 2003 avec $(\beta = 0.2)$ pour un bâtiment à **usage d'habitation**.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

4.4.4. Choix de la méthode de calcul

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

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

4.4.4.1. La méthode statique équivalente

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

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

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - * groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - * groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m .

4.4.4.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche 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.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 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 repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

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

4.4.5. Utilisation des spectres de réponse

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.25 : Zone III, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 5 : système de contreventement mixte) .

Q : Facteur de qualité.

La Figure 4.1 ci-dessous, montre la représentation graphique du spectre de réponse

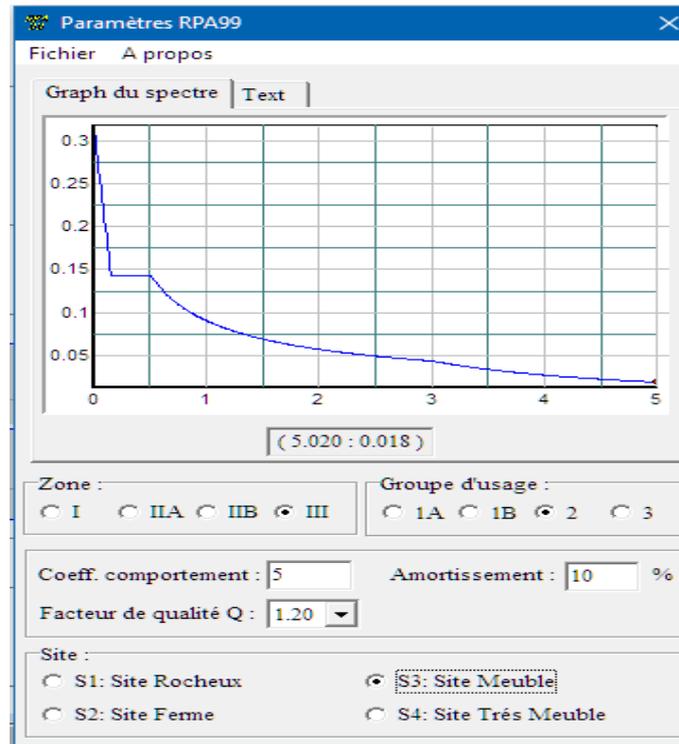


Figure 4.1. Spectre de réponse

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0.25$; groupe d'usage 2 et zone sismique III)
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

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

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

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

$$(C_T = 0.05)$$

h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_n = 27.54$ m)

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

$$\begin{cases} D_x = 26.05\text{m} \\ D_y = 26.05\text{m} \end{cases}$$

Selon x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{27.54}{\sqrt{26.05}} = 0.486 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.601 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.49 \text{ sec}$$

Selon y-y

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{27.54}{\sqrt{26.05}} = 0.486 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.601 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.49 \text{ sec}$$

$$\text{Sol fermee} \Rightarrow \begin{cases} \text{site 3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2,5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 < T_y < 3,0 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre bâtiment on prend $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.50}{0.49}\right)^{2/3} = 1.93$$

$$D_y = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.50}{0.49}\right)^{2/3} = 1.93$$

• R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), 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 notre bâtiment, le système de contreventement choisi est en portique par des voiles en béton armé (R=5).

• Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

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

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

Avec :

P_q représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau 4.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.0 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_3$$

- W : poids de la structure calculé par la formule 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";

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation).

Le Tableau 4.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau 4.2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1+\Sigma P_q$	1.20
Ξ	-	10%
H	$[(7/(2+\epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T_1	Site 3	0.15 s
T_2	Site 3	0.50 s

• 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 déterminée 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,.....) par le rapport : $\frac{0.8V}{V_t}$

4.4.6. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/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-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

4.5. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

4.5.1. Premier modèle

Dans le premier modèle, on a la vérification de la structure sans voiles (Figure 4.2) pour les deux types d'analyse ; avec une résistance à la compression égale à 25MPa et l'autre égale à 30MPa.. Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.3 ci-dessous.

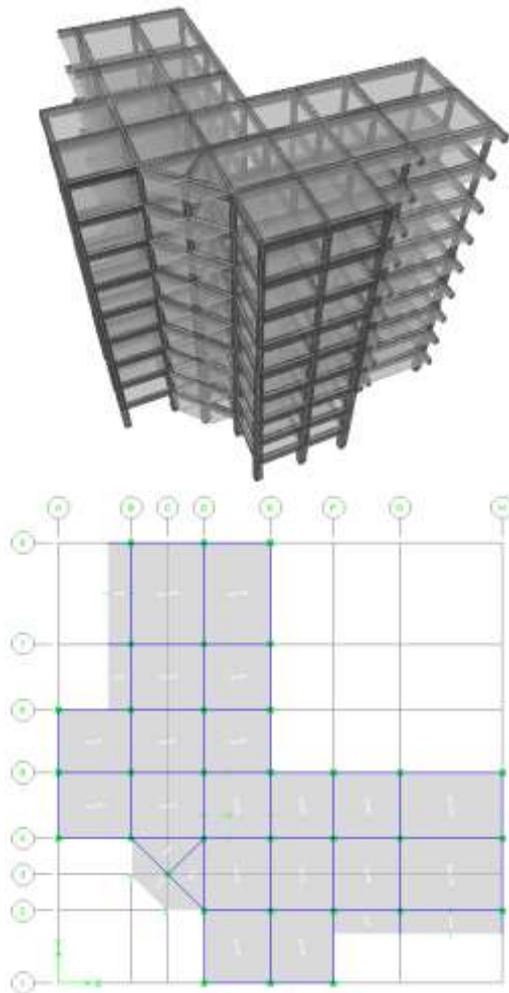
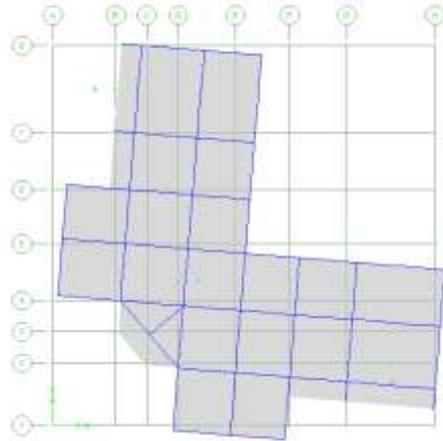
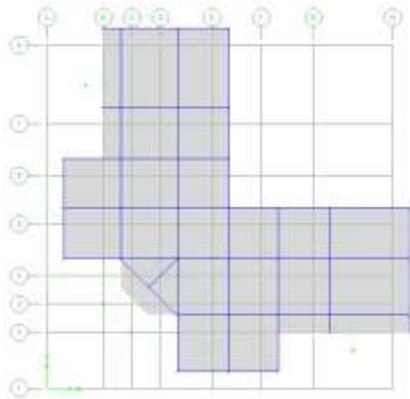


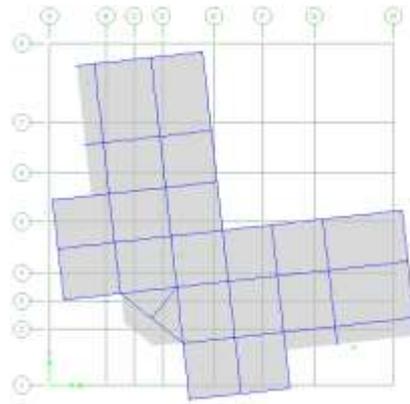
Figure 4.2 Modèle initial de disposition des voiles



Mode 1. Mode couplé (Translation X, Y + rotation Z)



Mode 2. Translation X, Y



Mode 3. Rotation Z

Figure 4.3. Comportement des trois premiers modes du modèle initial

4.5.1.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau 4.3. Vérification des périodes

Module d'élasticité	Sens	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
Fc28=25MPa	X	0.49	1.032	0.637	Non vérifiée
	Y	0.49	1.032	0.637	Non vérifiée
Fc28=30MPa	X	0.49	1.036	0.637	Non vérifiée
	Y	0.49	1.036	0.637	Non vérifiée

On peut déduire à partir du tableau 4.3 que la période de la structure analysée avec une résistance $f_{c28}=30\text{MPa}$ est plus grande que celle analysé avec une résistance $f_{c28}=25\text{MPa}$, dans les deux sens (X et Y).

4.5.1.2. Vérification de participation massique

D'après RPA99 (version 2003), la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit égale au moins 90% de la masse totale de la structure.

Les Tableau 4.4 et 4.5 donnent le pourcentage de participation pour les deux types d'analyse.

Tableau 4.4. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	1.031753	18.2968	18.2968	18.2968	18.2968
2	0.955029	33.9406	33.9406	52.2374	52.2374
3	0.851626	15.5587	15.5587	67.7961	67.7961
4	0.403576	4.5372	4.5372	72.3333	72.3333
5	0.37853	8.8203	8.8203	81.1536	81.1536
6	0.343156	4.3507	4.3507	85.5042	85.5042
7	0.230562	1.2852	1.2852	86.7895	86.7895
8	0.219474	2.1897	2.1897	88.9791	88.9791
9	0.202244	0.9003	0.9003	89.8794	89.8794
10	0.166311	0.9608	0.9608	90.8403	90.8403
11	0.159115	1.6471	1.6471	92.4874	92.4874

Tableau 4.5. Pourcentage de participation massique ($f_{c28}=30\text{MPa}$).

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	1.035801	18.1991	18.1991	18.1991	18.1991
2	0.958577	33.8908	33.8908	52.0899	52.0899
3	0.855184	15.6062	15.6062	67.6961	67.6961
4	0.406082	4.5273	4.5273	72.2234	72.2234
5	0.380871	8.8442	8.8442	81.0677	81.0677
6	0.345515	4.3856	4.3856	85.4533	85.4533
7	0.231877	1.2851	1.2851	86.7384	86.7384
8	0.220699	2.1991	2.1991	88.9375	88.9375
9	0.203478	0.909	0.909	89.8465	89.8465
10	0.167431	0.962	0.962	90.8085	90.8085
11	0.160195	1.6574	1.6574	92.4658	92.4658

4.5.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

• Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V donnée au Tableau 4.6, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tableau 4.6. Calcul de force sismique pour les deux bâtiments.

	A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Fc28=25MPa	0.25	1.93	1.90	4	1.20	1.20	34399.104	4979.270	4979.270
Fc28=30MPa	0.25	1.90	1.90	4	1.20	1.20	35093.875	5079.838	5079.838

Le bâtiment avec fc28=30MPa est plus résistant, il peut supporter une force sismique plus grande que celle enregistrée dans le cas de deuxième bâtiment. Le Tableau 4.7 résume la vérification de la résultante de force sismique.

Tableau 4.7. Vérification de la résultante de force sismique

Module d'élasticité	Sens	V (KN)	V _t (KN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
Fc28=25MPa	X	2545.434	2545.434	3983.416	Non
	Y	2545.434	2545.434	3983.416	Non
Fc28=30MPa	X	2737.635	2737.635	4063.871	Non
	Y	2737.635	2737.635	4063.871	Non

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments,) par le rapport : $0.8V/V_t$

4.5.1.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :

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

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

h_e : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.8 à 4.9 ci-dessous.

Tableau 4.8. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Fc28=25MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h_e (m)	Vérification
Terrasse	0.0345029	0.13801159	0.0114541	0.0306	CV
8	0.03163937	0.1265575	0.01986242	0.0306	CV
7	0.02667377	0.10669508	0.02578822	0.0306	CV
6	0.02022672	0.08090686	0.01986261	0.0306	CV
5	0.01526106	0.06104425	0.01376973	0.0306	CV
4	0.01181863	0.04727452	0.01486464	0.0306	CV
3	0.00810247	0.03240988	0.01360562	0.0306	CV
2	0.00470106	0.01880425	0.01145034	0.0306	CV
1	0.00183848	0.00735391	0.00735391	0.0306	CV

Tableau 4.9. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Fc28=30MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0.03472636	0.13890544	0.01145411	0.0306	CV
8	0.03186283	0.12745132	0.0202267	0.0306	CV
7	0.02680616	0.10722462	0.02558934	0.0306	CV
6	0.02040882	0.08163529	0.02022649	0.0306	CV
5	0.0153522	0.06140879	0.01360587	0.0306	CV
4	0.01195073	0.04780293	0.01502733	0.0306	CV
3	0.0081939	0.0327756	0.01360479	0.0306	CV
2	0.0047927	0.01917081	0.0118169	0.0306	CV
1	0.00183848	0.00735391	0.00735391	0.0306	CV

Tableau 4.10. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Fc28=25MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0.0345029	0.13801159	0.0114541	0.0306	CV
8	0.03163937	0.1265575	0.01986242	0.0306	CV
7	0.02667377	0.10669508	0.02578822	0.0306	CV
6	0.02022672	0.08090686	0.01986261	0.0306	CV
5	0.01526106	0.06104425	0.01376973	0.0306	CV
4	0.01181863	0.04727452	0.01486464	0.0306	CV
3	0.00810247	0.03240988	0.01360562	0.0306	CV
2	0.00470106	0.01880425	0.01145034	0.0306	CV
1	0.00183848	0.00735391	0.00735391	0.0306	CV

Tableau 4.11. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Fc28=30MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0.03472636	0.13890544	0.01145411	0.0306	CV
8	0.03186283	0.12745132	0.0202267	0.0306	CV
7	0.02680616	0.10722462	0.02558934	0.0306	CV
6	0.02040882	0.08163529	0.02022649	0.0306	CV
5	0.0153522	0.06140879	0.01360587	0.0306	CV
4	0.01195073	0.04780293	0.01502733	0.0306	CV
3	0.0081939	0.0327756	0.01360479	0.0306	CV
2	0.0047927	0.01917081	0.0118169	0.0306	CV
1	0.00183848	0.00735391	0.00735391	0.0306	CV

Conclusion

La période fondamentale et la résultante de force sismique ne sont pas vérifiées pour les deux bâtiments dans les deux sens (X et Y), donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

4.5.2. Deuxième modèle

La Figure 4.4 présente le deuxième modèle qui montre la disposition des voiles de contreventement dans la cage d'escalier, pour les deux types d'analyses ; bâtiment avec une résistance à la compression $f_{c28}=25\text{MPa}$ et l'autre avec une résistance à la compression $f_{c28}=30\text{MPa}$.

Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.5 ci-dessous.

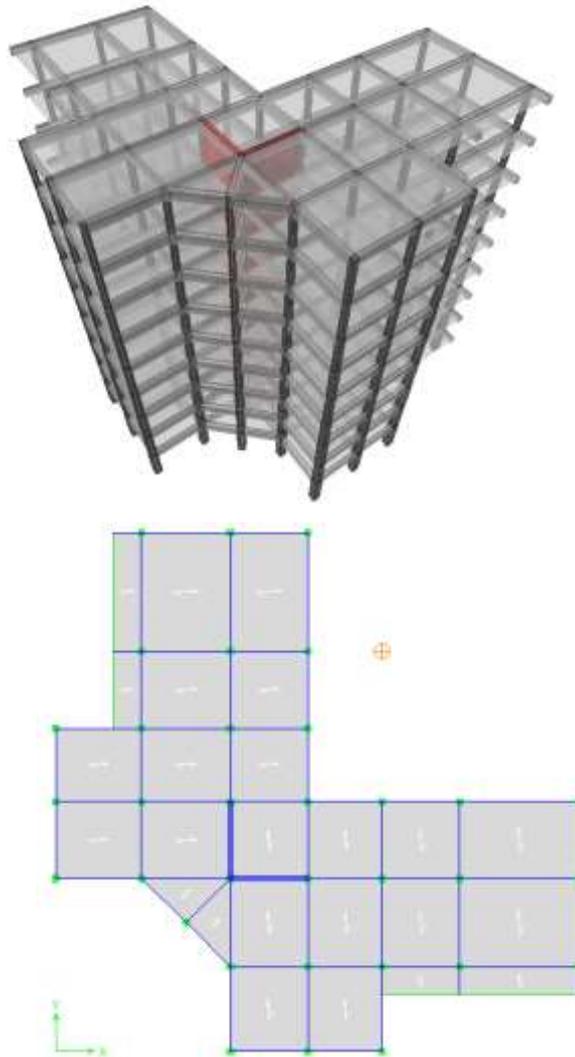
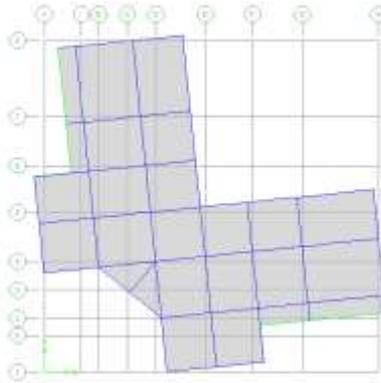
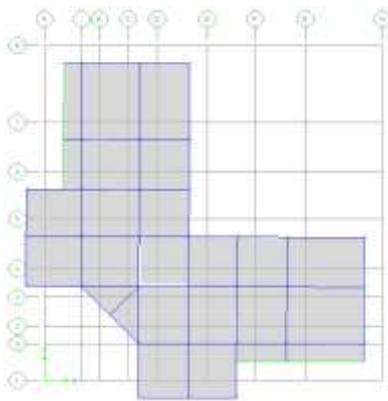
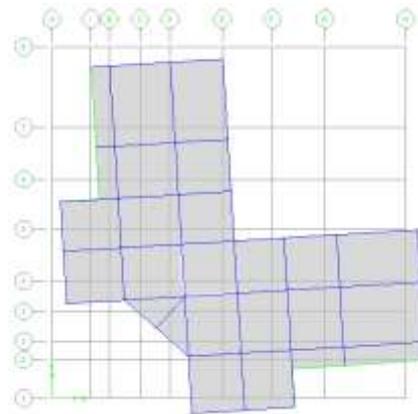


Figure 4.4. Deuxième modèle de disposition des voiles

**Mode 1.** Rotation Z**Mode 2.** Translation Y**Mode 3.** Mode couplé (Translation X, Y+Rotation Z)**Figure 4.5.** Comportement des trois premiers modes du 2^{ème} modèle**4.5.2.1. Vérification des périodes**

La vérification des périodes est donnée au Tableau 4.12.

Tableau 4.12. Vérification des périodes

Module d'élasticité	Sens	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
Fc28=25MPa	X	0.49	1.004	0.637	Non vérifiée
	Y	0.49	1.004	0.637	Non vérifiée
Fc28=30MPa	X	0.49	1.008	0.637	Non vérifiée
	Y	0.49	1.008	0.637	Non vérifiée

4.5.2.2. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableau 4.13 et 4.14

Tableau 4.13. Pourcentage de participation massique (Fc28=25MPa)

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	1.003863	8.3292	8.3292	8.3292	8.3292
2	0.769394	33.9192	33.9192	42.2484	42.2484
3	0.598893	25.9566	25.9566	68.205	68.205
4	0.391927	1.3521	1.3521	69.5571	69.5571
5	0.246997	8.9658	8.9658	78.5229	78.5229
6	0.224152	0.4935	0.4935	79.0164	79.0164
7	0.179595	8.1464	8.1464	87.1628	87.1628
8	0.161814	0.1436	0.1436	87.3064	87.3064
9	0.126375	0.166	0.166	87.4724	87.4724
10	0.11868	3.4239	3.4239	90.8963	90.8963
11	0.108718	0.1305	0.1305	91.0267	91.0267

Tableau 4.14. Pourcentage de participation massique (Fc28=30MPa)

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	1.008144	8.2909	8.2909	8.2909	8.2909
2	0.773486	33.8614	33.8614	42.1523	42.1523
3	0.602312	25.9357	25.9357	68.0881	68.0881
4	0.394521	1.35	1.35	69.4381	69.4381
5	0.248901	8.9938	8.9938	78.4319	78.4319
6	0.225518	0.4948	0.4948	78.9267	78.9267
7	0.18114	8.1823	8.1823	87.109	87.109
8	0.162973	0.1468	0.1468	87.2558	87.2558
9	0.127249	0.1664	0.1664	87.4222	87.4222
10	0.119718	3.4416	3.4416	90.8638	90.8638
11	0.109525	0.1277	0.1277	90.9915	90.9915

4.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux 4.15 et 4.16 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau 4.15. Calcul de la force sismique

	A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
c28=25MPa	0.25	1.93	1.93	4	1.20	1.20	33542.277	4855.245	4855.245
c28=30MPa	0.25	1.93	1.93	4	1.20	1.20	36311.559	5256.098	5256.098

Tableau 4.16. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

Module d'élasticité	Sens	V (KN)	V _t (KN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
Fc28=25MPa	X	4855.245	3202.45655	3884.196	Non
	Y	4855.245	3202.45655	3884.196	Non
Fc28=30MPa	X	5256.098	3454.70859	4204.879	Non
	Y	5256.098	3454.70859	4204.879	Non

4.5.2.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.17 à 4.20 présentés ci-dessous.

Tableau 4.17. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Fc28=25MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	vérification
Terrasse	0.02559785	0.10239141	0.01245187	0.0306	CV
8	0.02248488	0.08993954	0.0139269	0.0306	CV
7	0.01900316	0.07601263	0.01501165	0.0306	CV
6	0.01525025	0.06100098	0.01418731	0.0306	CV
5	0.01170342	0.04681367	0.01249517	0.0306	CV
4	0.00857963	0.03431851	0.01162754	0.0306	CV
3	0.00567274	0.02269097	0.01019457	0.0306	CV
2	0.0031241	0.0124964	0.0079357	0.0306	CV
1	0.00114018	0.0045607	0.0045607	0.0306	CV

Tableau 4.18. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Fc28=30MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	vérification
Terrasse	0.02581472	0.1032589	0.01249503	0.0306	CV
8	0.02269097	0.09076387	0.0138837	0.0306	CV
7	0.01922004	0.07688017	0.01531524	0.0306	CV
6	0.01539123	0.06156493	0.01418729	0.0306	CV
5	0.01184441	0.04737763	0.01249497	0.0306	CV
4	0.00872067	0.03488266	0.01188701	0.0306	CV
3	0.00574891	0.02299565	0.01023948	0.0306	CV
2	0.00318904	0.01275617	0.00819547	0.0306	CV
1	0.00114018	0.0045607	0.0045607	0.0306	CV

Tableau 4.19. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Fc28=25MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	Vérification
Terrasse	0.02559785	0.10239141	0.01245187	0.0306	CV
8	0.02248488	0.08993954	0.0139269	0.0306	CV
7	0.01900316	0.07601263	0.01501165	0.0306	CV
6	0.01525025	0.06100098	0.01418731	0.0306	CV
5	0.01170342	0.04681367	0.01249517	0.0306	CV
4	0.00857963	0.03431851	0.01162754	0.0306	CV
3	0.00567274	0.02269097	0.01019457	0.0306	CV
2	0.0031241	0.0124964	0.0079357	0.0306	CV
1	0.00114018	0.0045607	0.0045607	0.0306	CV

Tableau 4.20. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Fc28=30MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	Vérification
Terrasse	0.02581472	0.1032589	0.01249503	0.0306	CV
8	0.02269097	0.09076387	0.0138837	0.0306	CV
7	0.01922004	0.07688017	0.01531524	0.0306	CV
6	0.01539123	0.06156493	0.01418729	0.0306	CV
5	0.01184441	0.04737763	0.01249497	0.0306	CV
4	0.00872067	0.03488266	0.01188701	0.0306	CV
3	0.00574891	0.02299565	0.01023948	0.0306	CV
2	0.00318904	0.01275617	0.00819547	0.0306	CV
1	0.00114018	0.0045607	0.0045607	0.0306	CV

Conclusion

La période fondamentale et la résultante de force sismique ne sont pas vérifiées dans les deux sens (XetY) pour les deux bâtiments, donc on doit augmenter la rigidité des structures par l'ajout des voiles.

4.5.3. Modèle final

La Figure 4.6 montre la disposition finale des voiles de contreventement de nos deux bâtiments. Les voiles sont disposés d'une manière symétrique pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile, qualité structurale indispensable dans les régions de forte sismicité.

Le comportement des trois premiers modes est présenté sur la figure 4.7

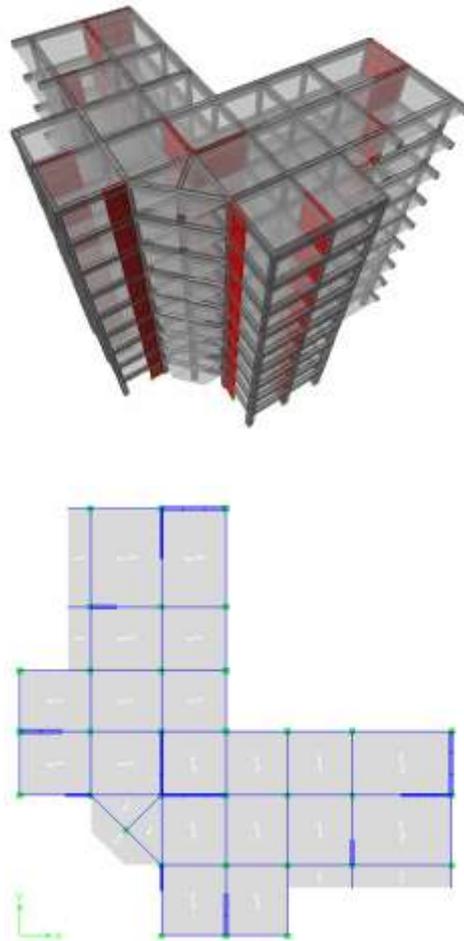
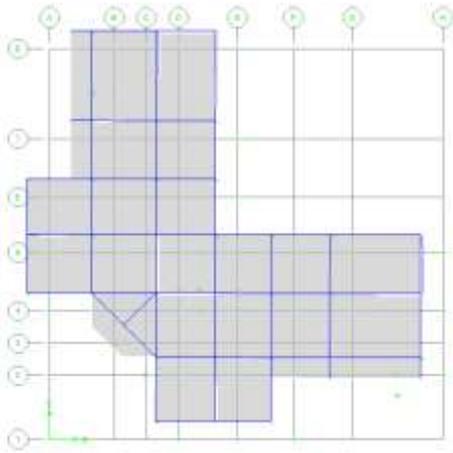
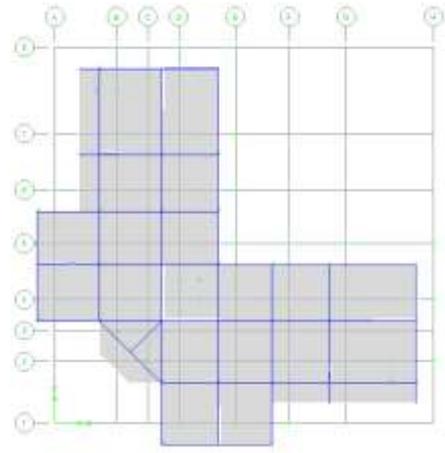
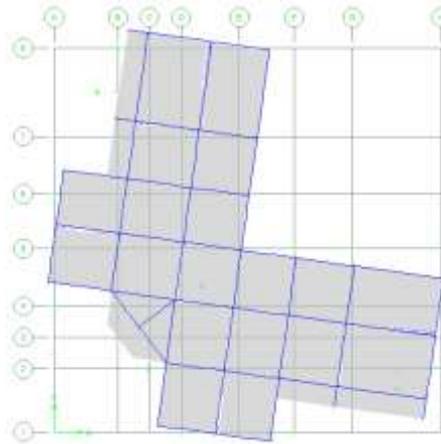


Figure 4.5. Comportement des trois premiers modes du 2^{ème} modèle

**Mode 1.** Translation X, Y**Mode 2.** Translation X, Y**Mode 3.** Rotation Z**Figure 4.6.** Comportement des trois premiers modes du modèle final (E_{ij}).

4.5.3.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au Tableau 4.21

Tableau 4.21. Vérification des périodes

Module d'élasticité	Sens	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
Fc28=25MPa	X	0.49	0.586	0.637	Vérifiée
	Y	0.49	0.586	0.637	Vérifiée
Fc28=30MPa	X	0.49	0.592	0.637	Vérifiée
	Y	0.49	0.592	0.637	Vérifiée

4.5.3.2. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableaux 4.22 et 4.23

Tableau 4.22. Pourcentage de participation massique (Fc28=25MPa).

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	0.586104	40.6779	26.7095	40.6779	26.7095
2	0.57502	27.0304	40.9257	67.7084	67.6353
3	0.514921	0.2178	0.2149	67.9262	67.8502
4	0.160748	9.4304	8.1929	77.3566	76.0432
5	0.153574	8.7588	9.9673	86.1154	86.0105
6	0.124983	0.5281	0.5592	86.6435	86.5697
7	0.075565	3.1297	3.0528	89.7732	89.6224
8	0.070521	3.3534	3.443	93.1266	93.0654
9	0.055979	0.2523	0.262	93.3789	93.3274
10	0.047315	1.4266	1.4736	94.8054	94.801
11	0.043502	1.5892	1.5645	96.3947	96.3655

Tableau 4.23. Pourcentage de participation massique (Fc28=30MPa).

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	0.591547	40.5991	26.6794	40.5991	26.6794
2	0.580353	27.0122	40.8547	67.6113	67.5341
3	0.520307	0.2268	0.2276	67.8381	67.7617
4	0.16259	9.4516	8.2058	77.2897	75.9675
5	0.155342	8.7773	9.9948	86.0671	85.9623
6	0.126634	0.5339	0.5647	86.601	86.5271
7	0.076531	3.14	3.0609	89.741	89.5879
8	0.071429	3.365	3.4571	93.106	93.045
9	0.056798	0.2552	0.2649	93.3611	93.3099
10	0.04796	1.4316	1.4781	94.7928	94.7879
11	0.044098	1.5954	1.5715	96.3882	96.3595

4.5.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Les Tableaux 4.24 et 4.25 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques :

Tableau 4.24. Calcul de la force sismique

	A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Fc28=25MPa	0.25	1.93	1.90	5	1.20	1.20	36914.989	4274.756	4274.756
Fc28=30MPa	0.25	1.93	1.90	5	1.20	1.20	40280.584	4664.492	4664.492

Tableau 4.25. Vérification de la résultante des forces sismique

Module d'élasticité	Sens	V (KN)	V _t (KN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
Fc28=25MPa	X	4274.756	3472.661	3419.80456	Oui
	Y	4274.756	3478.430	3419.80456	Oui
Fc28=30MPa	X	4664.492	3765.849	3731.5933	Oui
	Y	4664.492	3773.965	3731.5933	Oui

4.5.3.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.26 à 4.29 présentés ci-dessous.

Tableau 4.26. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Fc28=25MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	vérification
Terrasse	0.01564161	0.06256644	0.00808856	0.0306	CV
8	0.01361947	0.05447789	0.00888139	0.0306	CV
7	0.01139912	0.04559649	0.00888137	0.0306	CV
6	0.00917878	0.03671512	0.00848464	0.0306	CV
5	0.00705762	0.02823048	0.00803543	0.0306	CV
4	0.00504876	0.02019505	0.00729544	0.0306	CV
3	0.00322249	0.01289961	0.00605272	0.0306	CV
2	0.00171172	0.0068469	0.00441379	0.0306	CV
1	0.00060828	0.00243311	0.00243311	0.0306	CV

Tableau 4.27. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Fc28=30MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	vérification
Terrasse	0.01583982	0.06335929	0.00808832	0.0306	CV
8	0.01381774	0.05527097	0.00888131	0.0306	CV
7	0.01159741	0.04638965	0.00888125	0.0306	CV
6	0.0093771	0.0375084	0.00888114	0.0306	CV
5	0.00715681	0.02862726	0.008036	0.0306	CV
4	0.00514782	0.02059126	0.00769165	0.0306	CV
3	0.0032249	0.01289961	0.00605272	0.0306	CV
2	0.00171172	0.0068469	0.00441379	0.0306	CV
1	0.00060828	0.00243311	0.00243311	0.0306	CV

Tableau 4.28. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Fc28=25MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	vérification
Terrasse	0.01554252	0.06217009	0.00808867	0.0306	CV
8	0.01352036	0.05408142	0.00848493	0.0306	CV
7	0.01139912	0.04559649	0.00888137	0.0306	CV
6	0.00917878	0.03671512	0.00888133	0.0306	CV
5	0.00695845	0.02783379	0.00763874	0.0306	CV
4	0.00504876	0.02019505	0.00729544	0.0306	CV
3	0.0032249	0.01289961	0.00605272	0.0306	CV
2	0.00171172	0.0068469	0.00441379	0.0306	CV
1	0.00060828	0.00243311	0.00243311	0.0306	CV

Tableau 4.29. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (Fc28=30MPa).

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	vérification
Terrasse	0.01574071	0.06296285	0.00808844	0.0306	CV
8	0.0137186	0.0548744	0.00848475	0.0306	CV
7	0.01159741	0.04638965	0.00927793	0.0306	CV
6	0.00927793	0.03711172	0.00848446	0.0306	CV
5	0.00715681	0.02862726	0.008036	0.0306	CV
4	0.00514782	0.02059126	0.00763595	0.0306	CV
3	0.00323883	0.01295531	0.00610841	0.0306	CV
2	0.00171172	0.0068469	0.00441379	0.0306	CV
1	0.00060828	0.00243311	0.00243311	0.0306	CV

Conclusion

Les cinq vérifications exigé par le RPA 99/version 2003, qui sont : la vérification de comportement des trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques et la vérification des déplacements inter-étage, sont satisfaites avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement de notre deux bâtiments.

A fin de choisir le modèle final on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

4.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Figure (4.8)

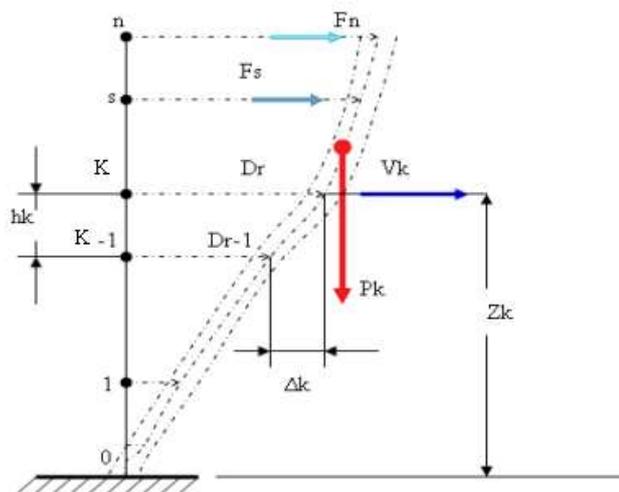


Figure 4.7 Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau ' K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous résument les vérifications de l'effet P- Δ dans les deux sens pour les deux types d'analyse.

Tableau 4.30. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (Fc28=25MPa).

Niveaux	Pk(KN)	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	hk(m)	Θ_x	Observation
Terrasse	4295.40562	0.00808856	944.582597	3.06	0.01202026	CV
8	3921.11194	0.00888139	1543.29676	3.06	0.00737428	CV
7	3949.36179	0.00888137	2032.79244	3.06	0.00563888	CV
6	3949.36179	0.00848464	2441.99843	3.06	0.00448429	CV
5	4010.81556	0.00803543	2773.3042	3.06	0.00379772	CV
4	4099.20366	0.00729544	3033.75276	3.06	0.00322143	CV
3	4139.40013	0.00605272	3229.83543	3.06	0.00253505	CV
2	4239.57397	0.00441379	3377.87284	3.06	0.00181038	CV
1	4310.75435	0.00243311	3472.66066	3.06	0.00098703	CV

Tableau 4.31. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X (Fc28=30MPa).

Niveaux	Pk(KN)	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	hk(m)	Θ_x	Observation
Terrasse	4575.21331	0.00808832	1007.67551	3.06	0.01200129	CV
8	4277.30911	0.00888131	1660.0121	3.06	0.00747851	CV
7	4309.32601	0.00888125	2192.36557	3.06	0.00570492	CV
6	4309.32601	0.00888114	2637.26919	3.06	0.00474244	CV
5	4383.07072	0.008036	2998.3428	3.06	0.00383898	CV
4	4489.13546	0.00769165	3283.23757	3.06	0.00343683	CV
3	4537.37221	0.00605272	3498.25863	3.06	0.00256555	CV
2	4657.58101	0.00441379	3661.13075	3.06	0.001835	CV
1	4742.25014	0.00243311	3765.84917	3.06	0.00100129	CV

Tableau 4.32. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (Fc28=25MPa).

Niveaux	Pk(KN)	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	hk(m)	Θ_y	Observation
Terrasse	4295.40562	0.00808867	946.44123	3.06	0.01199682	CV
8	3921.11194	0.00848493	1546.45321	3.06	0.00703071	CV
7	3949.36179	0.00888137	2037.34384	3.06	0.00562628	CV
6	3949.36179	0.00888133	2447.75019	3.06	0.00468291	CV
5	4010.81556	0.00763874	2779.72743	3.06	0.00360189	CV
4	4099.20366	0.00729544	3040.40925	3.06	0.00321438	CV
3	4139.40013	0.00605272	3236.30553	3.06	0.00252998	CV
2	4239.57397	0.00441379	3383.92425	3.06	0.00180714	CV
1	4310.75435	0.00243311	3478.43025	3.06	0.00098539	CV

Tableau 4.33. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y (Fc28=30MPa).

Niveaux	Pk(KN)	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	hk(m)	Θ_y	Observation
Terrasse	4575.21331	0.00808844	1010.05195	3.06	0.01197323	CV
8	4277.30911	0.00848475	1664.20579	3.06	0.00712658	CV
7	4309.32601	0.00927793	2198.44049	3.06	0.00594325	CV
6	4309.32601	0.00848446	2644.92536	3.06	0.00451751	CV
5	4383.07072	0.008036	3006.94869	3.06	0.00382799	CV
4	4489.13546	0.00763595	3292.24685	3.06	0.00340261	CV
3	4537.37221	0.00610841	3507.14005	3.06	0.00258261	CV
2	4657.58101	0.00441379	3669.57007	3.06	0.00183078	CV
1	4742.25014	0.00243311	3773.96538	3.06	0.00099914	CV

Conclusion

La structure est justifiée vis-à-vis de l'effet P- Δ , donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

Le choix final de la disposition des voiles de contreventement dans notre deux bâtiments.

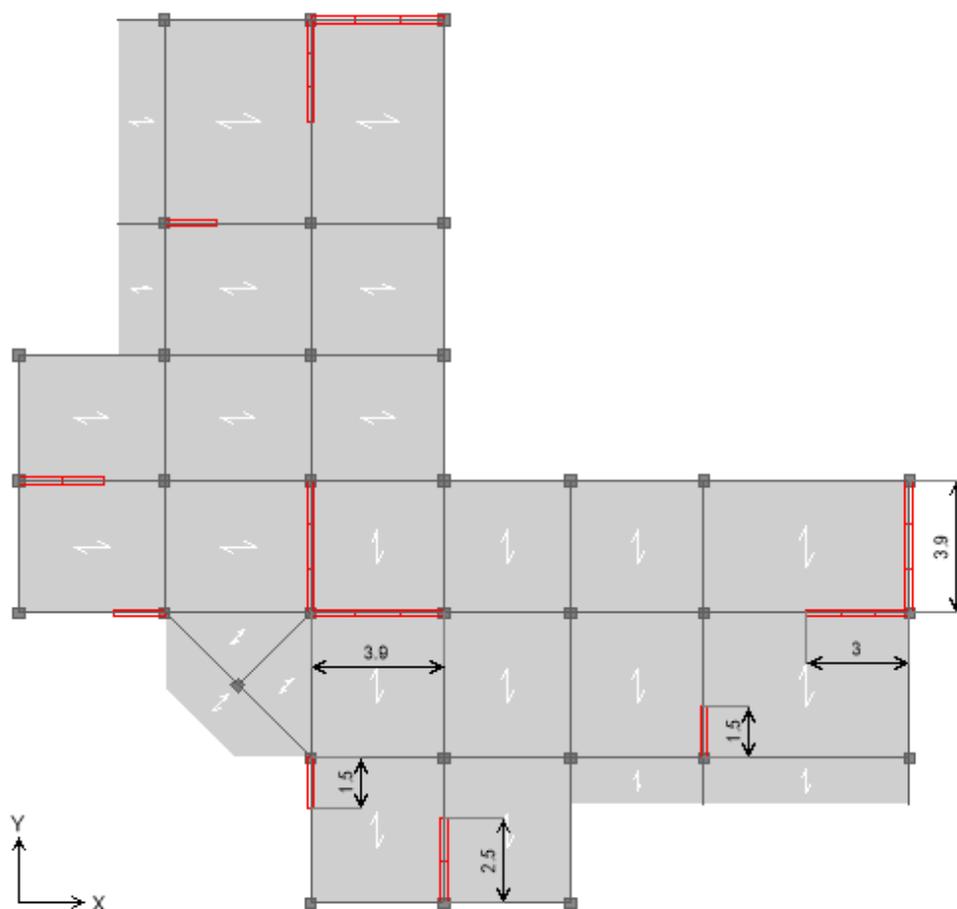


Figure 4.11 : Choix final de disposition des voiles de contreventement des deux bâtiments ($F_{c28}=25\text{MPa}$ et $F_{c28}=30\text{MPa}$).

CHAPITRE V

Etude des éléments résistants

Introduction :

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

(Poteaux, poutres, voiles).

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis ces différents éléments, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de luis. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement **CBA93** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99 Version 2003**). Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau (V.1) : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	f_{c28} (MPa)	γ_b	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	25	1,5	14,17	1,15	400	348
Accidentelle		1,15	18,48	1	400	400
Durable	30	1,5	17	1,15	400	348
Accidentelle		1,15	22,17	1	400	400

V.2.2. Combinaison d'action :

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

- **Selon B.A.E. L 91 :**

- **ELU: Situation durable 1,35G+1,5Q**

- **ELS:** Situation durable **G+Q**
Selon RPA 99 :
- Situation accidentelle..... **G+Q±E**
0,8G±E

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

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_{corr}).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003^[3] :

D'après le **RPA99 version 2003^[3]**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:
 - * $0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4$ Zone courante (Z.C)
 - * $0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [*cm*²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 40Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.4. Méthode de calcul :

Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC. Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

- ✓ Pour $f_{c28}=25$ MPA
- ❖ **Situation accidentelle :**
 - **Combinaison :G+Q±E**
 - a.(N^{max}, M^{corr})

Tableau (V.2) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

Niveau	Section	N ^{max} (KN)	M ^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	As (cm ²)	AS _{minRPA} (cm ²)
RDC	55×55	-2425,11	-6.597	S .E.C	35,25	27,22
1 ^{er} étage	50×50	-1917.41	-60.463	S .E.C	31,51	22,50
2 ^{ème} étage	50×50	-1917.41	-60.463	S .E.C	31,51	22,50
3 ^{ème} étage	45×45	-936,77	-95.05	S .E.C	20,47	18,22
4 ^{ème} étages	40×40	-757.87	-118.26	S .E.C	20,89	14,4
5 ^{ème} étages	40×40	-757.87	-118.26	S .E.C	20,89	14,4
6 ^{ème} étage	35×35	-414.37	-55.172	S .P.C	11,43	11,02
7 ^{ème} étage	30×30	-274.42	-11.583	S .P.C	5,33	8,10
8 ^{ème} étage	30×30	-274.42	-11.583	S .P.C	5,33	8,10

Tableau (V.3) :Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section	M ^{max} (KN)	N ^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	As (cm ²)	AS _{minRPA} (cm ²)
RDC	55×55	72.666	1097.8	S .E.C	0	27,22
1 ^{er} étage	50×50	113,651	-448,56	S .E.C	13,82	22,50
2 ^{ème} étage	50×50	113,651	-448,56	S .E.C	13,82	22,50
3 ^{ème} étage	45×45	101.095	-374.13	S .E.C	12,71	18,22
4 ^{ème} étages	40×40	125,07	-312.93	S .E.C	14,88	14,4
5 ^{ème} étages	40×40	125,07	-312.93	S .E.C	14,88	14,4
6 ^{ème} étage	35×35	58.174	-205.76	S .P.C	8,54	11,02
7 ^{ème} étage	30×30	59.204	-90.04	S .P.C	8,24	8,10
8 ^{ème} étage	30×30	59.204	-90.04	S .P.C	8,24	8,10

- Combinaison : $0,8G \pm E$

- a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau (V.4) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	AS_{BAEL} (cm^2)	AS_{minRPA} (cm^2)
RDC	55×55	-2233.06	-56.531	S .E.C	35,42	27,22
1 ^{er} étage	50×50	-1799.11	-34.769	S .E.C	28,13	22,50
2 ^{ème} étage	50×50	-1799.11	-34.769	S .E.C	28,13	22,50
3 ^{ème} étage	45×45	-856.6	-12.931	S .E.C	13,27	18,22
4 ^{ème} étages	40×40	-600.38	-8.952	S .E.C	9,39	14,4
5 ^{ème} étages	40×40	-600.38	-8.952	S .E.C	9,39	14,4
6 ^{ème} étage	35×35	-317.39	-51.996	S .P.C	9,67	11,02
7 ^{ème} étage	30×30	-206.58	-17.764	S .P.C	5,1	8,10
8 ^{ème} étage	30×30	-206.58	-17.764	S .P.C	5,1	8,10

- b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau (V.5) : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	M^{\max} (KN)	N^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	AS_{BAEL} (cm^2)	AS_{minRPA} (cm^2)
RDC	55×55	69.933	1291.51	S .E.C	0	27,22
1 ^{er} étage	50×50	109.228	-221.24	S .E.C	10,14	22,50
2 ^{ème} étage	50×50	109.228	-221.24	S .E.C	10,14	22,50
3 ^{ème} étage	45×45	96.426	-189.86	S .E.C	9,64	18,22
4 ^{ème} étages	40×40	118.265	-165.38	S .E.C	12,24	14,4
5 ^{ème} étages	40×40	118.265	-165.38	S .E.C	12,24	14,4
6 ^{ème} étage	35×35	53.79	-125.38	S .P.C	6,93	11,02
7 ^{ème} étage	30×30	54.097	-206.58	S .P.C	9,23	8,10
8 ^{ème} étage	30×30	54.097	-206.58	S .P.C	9,23	8,10

❖ **Situation durable :**

- Combinaison $1,35G+1,5Q$:

- a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau (V.6) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	$A_{S \text{ BAEL}}$ (cm^2)	$A_{S_{\text{minRPA}}}$ (cm^2)
RDC	55×55	-1562.57	0.071	S .E.C	22,47	27,22
1 ^{er} étage	50×50	-1345.56	0.76	S .E.C	19,39	22,50
2 ^{ème} étage	50×50	-1345.56	0.76	S .E.C	19,39	22,50
3 ^{ème} étage	45×45	-948.04	1.458	S .E.C	13,74	18,22
4 ^{ème} étages	40×40	-770.9	2.188	S .E.C	11,27	14,4
5 ^{ème} étages	40×40	-770.9	2.188	S .E.C	11,27	14,4
6 ^{ème} étage	35×35	-451.72	0.273	S .P.C	6,52	11,02
7 ^{ème} étage	30×30	-313.61	-0.133	S .P.C	4,52	8,10
8 ^{ème} étage	30×30	-313.61	-0.133	S .P.C	4,52	8,10

- **b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :**

Tableau (V.7) : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveau	Section	M^{\max} (KN)	N^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	$A_{S \text{ BAEL}}$ (cm^2)	$A_{S_{\text{minRPA}}}$ (cm^2)
RDC	55×55	-26.397	-1348.05	S .E.C	20,93	27,22
1 ^{er} étage	50×50	51.98	-1194.24	S .E.C	20,56	22,50
2 ^{ème} étage	50×50	51.98	-1194.24	S .E.C	20,56	22,50
3 ^{ème} étage	45×45	32.037	-860.16	S .E.C	14,73	18,22
4 ^{ème} étages	40×40	37.175	-247.38	S .E.C	6,7	14,4
5 ^{ème} étages	40×40	37.175	-247.38	S .E.C	6,7	14,4
6 ^{ème} étage	35×35	22.74	-94	S .P.C	3,53	11,02
7 ^{ème} étage	30×30	28.22	-25.8	S .P.C	3,54	8,10
8 ^{ème} étage	30×30	28.22	-25.8	S .P.C	3,54	8,10

V.2.5. Choix des armatures :

Tableau (V.8) : Choix des armatures des poteaux pour $f_{c25}=25\text{MPa}$.

Niveau	Section	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As max (Z-C) (cm ²)	As ^{max} (Z-R) (cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)
RDC	55×55	35,42	27,22	121	181,5	12T20	37,71
1 ^{er} étage	50×50	31,51	22,50	100	150	8T20+4T16	33,14
2 ^{ème} étage	50×50	31,51	22,50	100	150	8T20+4T16	33,14
3 ^{ème} étage	45×45	20,47	18,22	81	121,5	8T16+4T14	22,22
4 ^{ème} étages	40×40	20,89	14,4	64	96	12T16	24,14
5 ^{ème} étages	40×40	20,89	14,4	64	96	12T16	24,14
6 ^{ème} étage	35×35	11,43	11,02	49	73,5	12T12	13,58
7 ^{ème} étage	30×30	9,23	8,10	36	54	4T14+8T12	15,55
8 ^{ème} étage	30×30	9,23	8,10	36	54	4T14+8T12	15,55

✓ Pour $f_{c28}=30\text{ MPA}$

Situation accidentelle :

- Combinaison :G+Q±E
- a.(N^{max}, M^{corr})

Tableau (V.9) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

Niveau	Section	N ^{max} (KN)	M ^{cor} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	AS _{minRPA} (cm ²)
RDC	40×40	-2633.56	-7.082	S .E.C	35,46	14,5
1 ^{er} étage	35×35	-2081.28	-64.717	S .E.C	34,33	11,02
2 ^{ème} étage	35×35	-2081.28	-64.717	S .E.C	35,33	11,02
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étage	30×30	-1004.08	-43.249	S .E.C	19,61	8,1

- b.(M^{\max} , N^{corr})

Tableau (V.10) : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveau	Section	M^{\max} (KN)	N^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	As (cm ²)	AS _{minRPA} (cm ²)
RDC	40×40	78.882	1176.04	S .E.C	0	14,5
1 ^{er} étage	35×35	122.442	-474.17	S .E.C	18,7	11,02
2 ^{ème} étage	35×35	122.442	-474.17	S .E.C	18,7	11,02
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étage	30×30	134.462	-332.34	S .E.C	21,47	8,1

• Combinaison : 0,8G±E

- a.(N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau (V.11) : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveau	Section	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	As (cm ²)	AS _{minRPA} (cm ²)
RDC	40×40	-2430.17	-61.07	S .E.C	37,1	14,5
1 ^{er} étage	35×35	-1957.45	-37.437	S .E.C	31,85	11,02
2 ^{ème} étage	35×35	-1957.45	-37.437	S .E.C	31,85	11,02
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étage	30×30	-930.82	-13.883	S .E.C	15,04	15,04

- b.(M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau (V.12) : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveau	Section	M^{\max} (KN)	N^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	As (cm ²)	AS _{minRPA} (cm ²)
RDC	40×40	75.951	1382.54	S .E.C	0	14,5
1 ^{er} étage	35×35	117.881	-239.13	S .E.C	14,97	11,02
2 ^{ème} étage	35×35	117.881	-239.13	S .E.C	14,97	11,02
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étage	30×30	127.424	-178.38	S .E.C	18,87	15,04

Situation durable :

• Combinaison 1,35G+1,5Q :

- a-(N^{\max} , M^{corr})

Tableau (V.13) : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Niveau	Section	N^{max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitatio n	As (cm ²)	As _{minRPA} (cm ²)
RDC	40×40	-1669.52	0.121	S .E.C	24,01	14,5
1 ^{er} étage	35×35	-1437.26	0.834	S .E.C	20,74	11,02
2 ^{ème} étage	35×35	-1437.26	0.834	S .E.C	20,74	11,02
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étage	30×30	-1011.29	1.484	S .E.C	14,72	15,04

- **b-(M^{max}, N^{corr}) :**

Tableau (V.14) : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr}).

Niveau	Section	M^{max} (KN)	N^{cor} (KN.m)	Sollicitati on	As (cm ²)	As _{minRPA} (cm ²)
RDC	40×40	-27.55	-1437.8	S .E.C	23	14,5
1 ^{er} étage	35×35	54.301	-1274.8	S .E.C	23,71	11,02
2 ^{ème} étage	35×35	54.301	-1274.8	S .E.C	23,71	11,02
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étage	30×30	39.469	-273.27	S .E.C	8,57	15,04

V.2.6. Choix des armatures :

Tableau (V.15) : Choix des armatures des poteaux pour $f_{c25}=30\text{MPa}$.

Niveau	Section	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As max (Z-C) (cm ²)	As ^{max} (Z-R) (cm ²)	Choix	As _{adopté} (cm ²)
RDC	40×40	37,1	14,5	64	96	8T20+4T20	37,71
1 ^{ème} étage	35×35	36,33	11,02	49	73,5	12T20	37,71
2 ^{ème} étage	35×35	36,33	11,02	49	73,5	12T20	37,71
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étages	30×30	21,47	15,04	36	54	12T16	24,14

V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

- **Béton :**

$$\sigma_{bc25} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc30} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible
- Fissuration préjudiciable
- Fissuration très préjudiciable

Pas de vérification.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e , 110 \eta \right)$$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_{s25} = 201,63 \text{MPa}$

$$\sigma_{s30} = 215,55 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$:

- Combinaison : G+Q

- a- ($N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$)

b. Tableau (V.16) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c25} = 25 \text{MPa}$.

Niveau	Section	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-1139.98	0.58	S.E.C	9,3	201,63	6,66	15	Vérifié
1 ^{er} étage	50×50	-981.69	5.56	S.E.C	10,9	201,63	7,89	15	Vérifié
2 ^{ème} étage	50×50	-981.69	5.56	S.E.C	10,9	201,63	7,89	15	Vérifié
3 ^{ème} étage	45×45	-691.75	10.51	S.E.C	24,6	201,63	10,24	15	Vérifié
4 ^{ème} étages	40×40	-562.61	15.74	S.E.C	36	201,63	9,71	15	Vérifié
5 ^{ème} étages	40×40	-562.61	15.74	S.E.C	36	201,63	9,71	15	Vérifié
6 ^{ème} étage	35×35	-330.14	2.03	S.E.C	14,2	201,63	13,23	15	Vérifié
7 ^{ème} étage	30×30	-229.31	0.94	S.E.C	5,8	201,63	10,92	15	Vérifié
8 ^{ème} étage	30×30	-229.31	0.94	S.E.C	5,8	201,63	10,92	15	Vérifié

- **b-(M^{max}, N^{corr}) :**

Tableau (V.17) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c25}=25\text{MPa}$.

Niveau	Section	M _{ser} (kN)	N _{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-19.144	-979.17	S.E.C	30,78	201,63	5,72	15	Vérifié
1 ^{er} étage	50×50	37.709	-867.69	S.E.C	112,41	201,63	6,98	15	Vérifié
2 ^{ème} étage	50×50	37.709	-867.69	S.E.C	112,41	201,63	6,98	15	Vérifié
3 ^{ème} étage	45×45	23.261	-624.94	S.E.C	79,81	201,63	9,25	15	Vérifié
4 ^{ème} étages	40×40	27.102	-181.43	S.E.C	86,29	201,63	3,13	15	Vérifié
5 ^{ème} étages	40×40	27.102	-181.43	S.E.C	86,29	201,63	3,13	15	Vérifié
6 ^{ème} étage	35×35	16.581	-68.96	S.E.C	116,79	201,63	2,76	15	Vérifié
7 ^{ème} étage	30×30	20.593	-18.97	S.E.C	127,34	201,63	9,03	15	Vérifié
8 ^{ème} étage	30×30	20.593	-18.97	S.E.C	127,34	201,63	9,03	15	Vérifié

✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:

- Combinaison : G+Q
 - **a-(N^{max}, M^{corr})**

Tableau (V.18) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$.

Niveau	Section	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	40×40	-1219.21	0.095	S.E.C	0,16	215,55	1,76	18	Vérifié
1 ^{ème} étage	35×35	-1049.62	0.61	S.E.C	1,15	215,55	1,51	18	Vérifié
2 ^{ème} étage	35×35	-1049.62	0.61	S.P.C	1,15	215,55	1,51	18	Vérifié
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étages	30×30	-738.6	1.07	S.E.C	3,77	215,55	2,26	18	Vérifié

- **b-(M^{max}, N^{corr}) :**

Tableau (V.19) : Vérifications des contraintes pour les poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$.

Niveau	Section	M _{ser} (kN)	N _{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	40×40	-19.998	-1045.69	S.E.C	35,74	215,55	1,15	18	Vérifié
1 ^{ème} étage	35×35	39.428	-927.41	S.E.C	74,83	215,55	1,33	18	Vérifié
2 ^{ème} étage	35×35	39.428	-927.41	S.P.C	74,83	215,55	1,33	18	Vérifié
3,4,5,6,7et8 ^{ème} étages	30×30	28.801	-200.61	S.E.C	101,52	215,55	6,15	18	Vérifié

V.2.7. Vérification de l'effort tranchant :

V.2.7.1. 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 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 BAEL 91 modifié 99:**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003^[3]:**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ cm}$

$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda_g < 5$

Avec :

λ_g : L'élançement 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.20):Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux pour $f_{c28}= 25\text{MPa}$

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_a	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	Vérification
RDC	55x55	28.89	0.10	3.89	0.040	1	2.5	Vérifiée
01	50x50	33.44	0.14	4.28	0.040	1	2.5	Vérifiée
02	50x50	33.44	0.14	4.28	0.040	1	2.5	Vérifiée
03	45x45	21.34	0.11	4.75	0.040	1	2.5	Vérifiée
04	40x40	28.05	0.19	5.35	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
05	40x40	28.05	0.19	5.35	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
06	35x35	16.94	0.15	6.11	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
07	30x30	23.05	0.28	7.13	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
08	30x30	23.05	0.28	7.13	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

Tableau(V.21):Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_a	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	Vérification
RDC	40x40	31.66	0,21	5,35	0,075	2,25	3	Vérifié
1 ^{eme} étage	35x35	34.91	0,31	6,11	0,075	2,25	3	Vérifié
2 ^{eme} étage	35x35	34.91	0,31	6,11	0,075	2,25	3	Vérifié
3+4+5+6+7+8 ^{eme} étage	30x30	29.77	0,36	7,13	0,075	2,25	3	Vérifié

V.2.7.2. Ferrailage des armatures transversales des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99[2]** et celles du **RPA99 modifié en 2003[1]** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99[2]**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le **RPA99 modifié en 2003** [1]: $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ 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).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau (V.22) Espacements maximaux selon RPA99

Niveau	Section	Barres	Φl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	55x55	12T20	20	10	20
01	50x50	8T20+4T16	16	10	16
02	50x50	8T20+4T16	16	10	16
03	45x45	8T16+4T14	14	10	14
04	40x40	12T16	16	10	16
05	40x40	12T16	16	10	16
06	35x35	12T12	12	10	12
07	30x30	4T14+8T12	12	10	12
08	30x30	4T14+8T12	12	10	12

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau (V.23) : Choix des armatures transversales pour les poteaux .

Niveau	Section	Lf	λ_g	Pa	Tu^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At^{cal} (cm ²)	choix	As^{ado} (cm ²)
RDC	55×55	2,142	3,89	3,75	28.89	N	10	0,88	4T8	2,01
						C	20	1,77	4T8	2,51
1 ^{er} étage	50×50	2,142	4,28	3,75	33.44	N	10	0,51	4T8	2,01
						C	16	0,81	5T8	2,51
2 ^{ème} étage	50×50	2,142	4,28	3,75	33.44	N	10	0,34	4T8	2,01
						C	16	0,54	5T8	2,51
3 ^{ème} étage	45×45	2,142	4,75	3,75	21,34	N	10	0,13	4T8	2,01
						C	14	0,22	4T8	2,01
4 ^{ème} étage	40×40	2,142	5,35	2,5	28.05	N	10	0,11	4T8	2,01
						C	16	0,18	4T8	2,01
5 ^{ème} étage	40×40	2,142	5,35	2,5	28.05	N	10	1,01	4T8	2,01
						C	16	0,15	4T8	2,01
6 ^{ème} étage	35×35	2,142	6,11	2,5	16,94	N	10	0,49	4T8	2,01
						C	12	0,60	4T8	2,01
7 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	23,05	N	10	0,58	4T8	2,01
						C	12	0,70	4T8	2,01
8 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	23,05	N	10	0,52	4T8	2,01
						C	12	0,62	4T8	2,01

✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$

Tableau (V.24) : Espacements maximales selon RPA99.

Niveau	Section	Barres	Φl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	40×40	8T20+4T20	20	10	16
1 ^{ème} étage	35×35	12T20	20	10	12
2 ^{ème} étage	35×35	12T20	20	10	12
3+4+5+6+7+8 ^{ème} étage	30×30	12T16	16	10	12

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau (V.25) : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveau	Section	Lf	λ_g	Pa	Tu^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	choix	As ^{ado} (cm ²)
RDC	40×40	2,142	5,35	2,5	31,66	N	10	0,64	4T8	2,01
						C	16	0,51	4T8	2,51
1 ^{er} étage	35×35	2,142	6,11	2,5	34,91	N	10	0,51	4T8	2,01
						C	12	0,42	4T8	2,51
2 ^{ème} étage	35×35	2,142	6,11	2,5	34,91	N	10	0,23	4T8	2,01
						C	12	0,28	5T8	2,51
3 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	29,77	N	10	0,15	4T8	2,01
						C	12	0,18	4T8	2,01
4 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	29,77	N	10	0,12	4T8	2,01
						C	12	0,14	4T8	2,01
5 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	29,77	N	10	0,10	4T8	2,01
						C	12	0,12	4T8	2,01
6 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	29,77	N	10	0,86	4T8	2,01
						C	12	0,10	4T8	2,01
7 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	29,77	N	10	0,76	4T8	2,01
						C	12	0,91	4T8	2,01
8 ^{ème} étage	30×30	2,142	7,13	2,5	29,77	N	10	0,67	4T8	2,01
						C	12	0,81	4T8	2,01

La longueur minimale de recouvrement des barres L_r dans la zone III est égale à $50 \phi_t$

La longueur de la zone nodale H' est donnée par :

$$H' = \max (he/6; b; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$$

Le schéma de ferrailage des poteaux est présenté sur les Figures ci-dessous

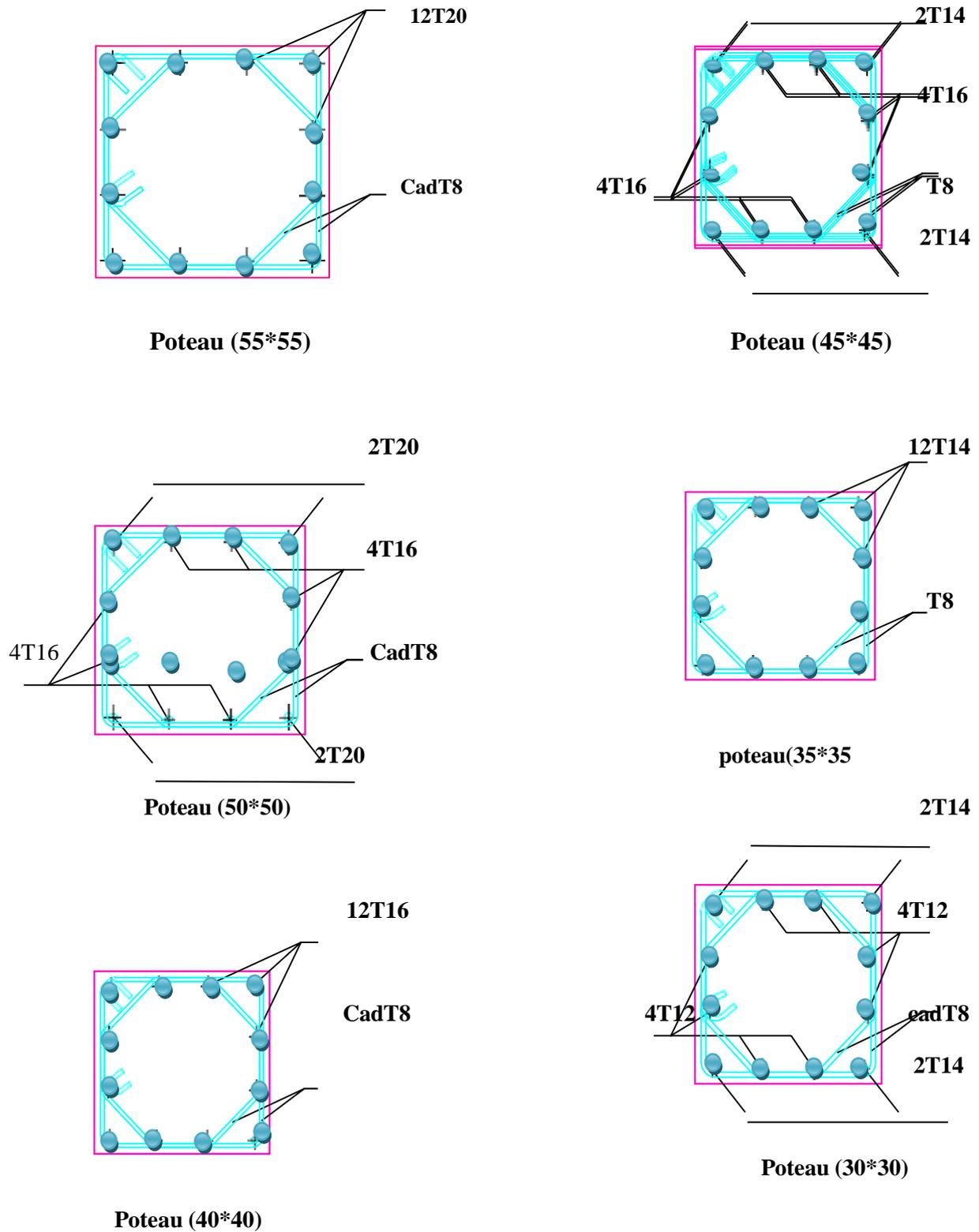


Figure V-1: Ferrailage des poteaux pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.

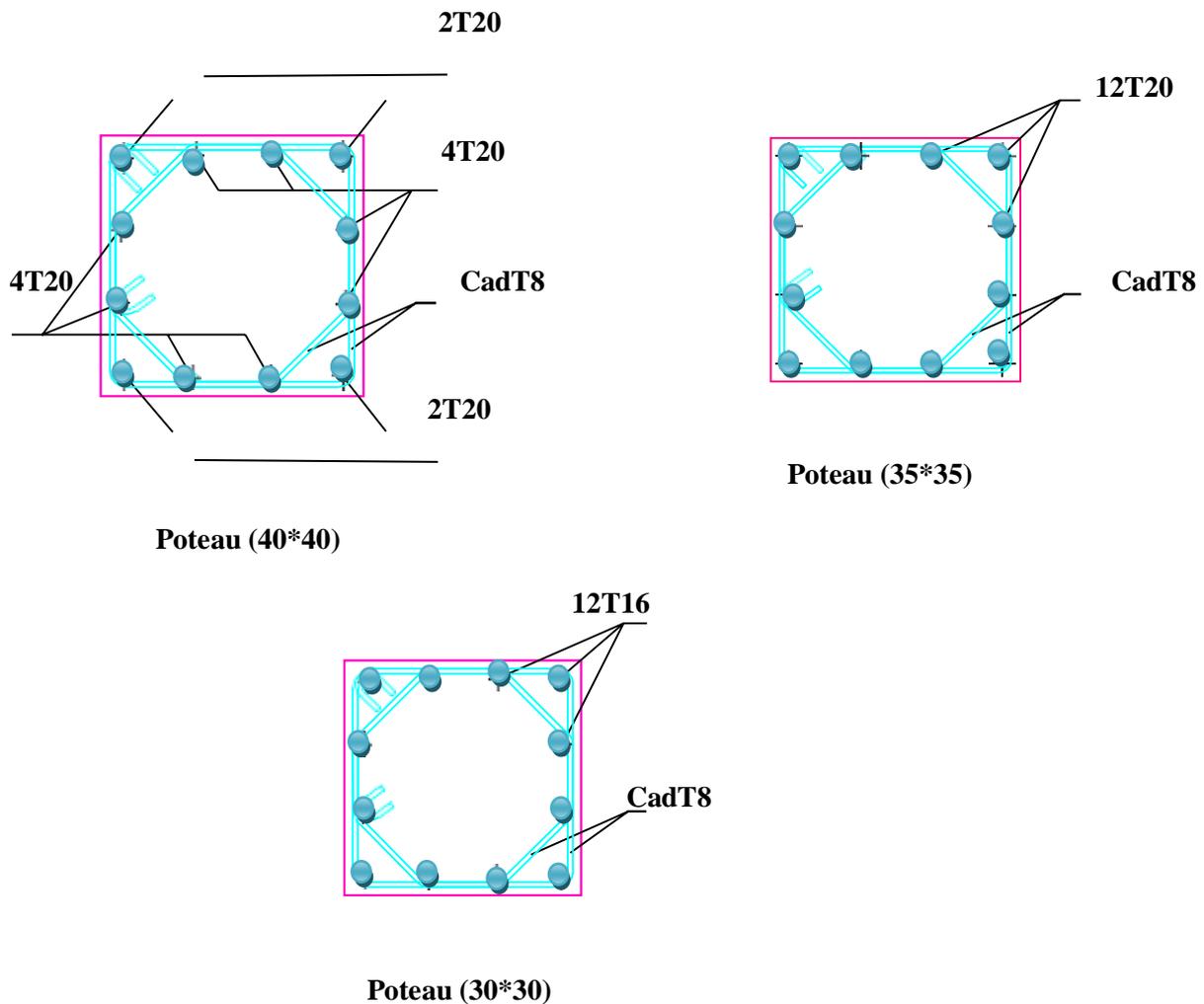


Figure V-2: Ferrailage des poteaux pour $f_{c28}=30\text{MPa}$

V.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, 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.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logiciel de calcul ETABS V9, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** [3] et le **BAEL 91** [1].

1. Situation durable ELU :1, 35G+1,5Q. **BAEL 91**
2. Situation accidentelle :G+Q+E **RPA99/version 2003**

V.3.1. Recommandations selon rpa99 version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

- 0,5% en toute section.
- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

V.3.2. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

✓ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

Tableau (V.26) : les moments dans les poutres porteuses et non porteuses.

poutre	Section poutre (cm ²)	position	ELU	G + Q + E
poutre porteuse	(40*60)	M_a appui (KN.m)	-148.538	-258.86
		M_t travée (KN .m)	93.25	90.292
poutre non porteur	(35*50)	M_a appui (KN.m)	-120.17	-184.511
		M_t travée (KN .m)	79.025	129.234

Tableau (V.27) : Ferrailage des poutres

Poutre	Sections des poutres (cm ²)		Poutres porteuses et non porteuses					
			1.35G+1.5Q			G + Q + E		
			M ^{max}	A _s	A's	M ^{max}	A _s	A's
PP	(40*60)	appui	-148.53	7,82	0	-258.86	14,16	0
		travée	93.25	4,82	0	90.292	4,66	0
PNP	(35*50)	appui	-120.17	7,9	0	-184.51	12,73	0
		travée	79.025	5,05	0	129.23	8,55	0

Choix des armatures longitudinales :

Tableau (V.28) : Choix du ferrailage des poutres

Poutre	Section	position	M_{max} (KN.m)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
PP	(40*60)	Appui	-258.86	5.40	14,16	3T16+2T20	15,72
		Travée	93.25	5.40	4,82	5T14	7.70
PNP	(35*50)	Appui	-184.51	4.5	12,20	3T16+2T20	12,32
		Travée	129.23	4.5	9,55	3T16+2T20	12,32

✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$:

Tableau (V.29) : les moments dans les poutres porteuses et non porteuses.

Poutre	Section poutre (cm ²)	Position	ELU	G + Q + E
poutre porteuse	(40*60)	M_a appui (KN.m)	-162.56	-311.13
		M_t travée (KN .m)	88.56	153.369
poutre non porteur	(35*50)	M_a appui (KN.m)	-122.99	-193.544
		M_t travée (KN .m)	79.014	134.544

Tableau (V.30) : Ferrailage des poutres

Poutre	Sections des poutres (cm ²)		Poutres porteuses et non porteuses					
			1.35G+1.5Q			G + Q + E		
			M^{max}	A_s	$A's$	M^{max}	A_s	$A's$
PP	(40*60)	appui	-162.56	8,57	0	-311.13	17,25	0
		travée	88.56	4,56	0	153.36	8,07	0
PNP	(35*50)	appui	-122.99	7,99	0	-193.54	13,11	0
		travée	79.014	5,01	0	134.54	8,8	0

✓ Choix des armatures longitudinales :

Tableau (V.31) : Choix du ferrailage des poutres

Poutre	Section	position	M_{max} (KN.m)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
PP	(40*60)	Appui	-311.13	6.30	17,25	6T20	18,86
		Travée	153.36	6.30	8,07	6T14	9.24
PNP	(35*50)	Appui	-193.54	4,5	13,11	5T20	15.71
		Travée	134.54	4,5	8,8	6T14	9.24

V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification des contraintes à l'ELS se fait comme suit :

- **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b$$

- **Acier**

Fibre supérieure: $\sigma_s^{sup} = \frac{M_{ser}}{I} (y - c') \leq \bar{\sigma}_s$

Fibre inférieure: $\sigma_s^{inf} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

Y: position de l'axe neutre déterminée par: $\frac{b}{2} y^2 + n A's (y - c') - n, A_s (d - y) = 0$

I: Moment d'inertie: $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y - c')^2 + n .A_s (d - y)$

As : Section d'armatures tendues

A's : Section d'armatures comprimées

n : Coefficient d'équivalence égale à 15

La fissuration est considérée préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{bc.25} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc.30} = 18 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (barre H.A)} \Rightarrow \sigma_{s25} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s30} = 215,55 \text{ MPa}$$

✓ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci après :

Tableau (V.32) : Vérification des contraintes des poutres

Poutre	Section (cm ²)	M_{ser} (KN.m)		σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Observation
		M_a	M_t						
Porteuse	(40*60)	M_a	-108.40	11.862	15	CV	32.083	201.63	CV
		M_t	68.084	2.062	15	CV	53.637	201.63	CV
Non porteuse	(35*50)	M_a	-87.458	2.649	15	CV	39.116	201.63	CV
		M_t	57.482	1.741	15	CV	25.709	201.63	CV

✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci après :

Tableau (V.33) : Vérification des contraintes des poutres

Poutre	Section (cm ²)	M_{ser} (KN.m)		σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Observation
		M_a	M_t						
Porteuse	(40*60)	M_a	-118.526	1.794	18	CV	26.167	201.63	CV
		M_t	64.689	1.745	18	CV	37.690	201.63	CV
Non porteuse	(35*50)	M_a	-89.549	2.110	18	CV	26,719	201.63	CV
		M_t	57.49	1.985	18	CV	35.034	201.63	CV

V.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\overline{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28};4\text{MPa})$ (Fissuration préjudiciable)

✓ $\bar{\tau}_{u.25} = 2,5MPa$

✓ $\bar{\tau}_{u.30} = 3MPa$

Tableau (V.34) : Tableau récapitulatif Vérification de l'effort tranchant pour $f_{c28}=25MPa$.

Poutre	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
Porteuse	(40*60)	134.04	0.620	2.5	cv
Non porteuse	(35*50)	127.06	0.941	2.5	cv

Tableau (V.35) : Tableau récapitulatif Vérification de l'effort tranchant pour $f_{c28}=30MPa$.

Poutre	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
Porteuse	(40*60)	138.84	0.734	2.5	Cv
Non porteuse	(35*50)	129.62	0.960	2.5	Cv

a. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance FeE400 ($f_e = 400$ MPa)

-Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 S_t = \text{Min}(0.9d; 40cm) \\
 \frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{pas de reprise de bétonnage}) \\
 \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right)
 \end{array} \right.$$

-Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 A_t = 0.003S_t b \\
 S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\
 S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante}
 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :
Poutre porteuse et non porteuse :

Tableau (V.36) : Tableau récapitulatif des armatures transversales pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	BEAL	RPA		S_t^{adp} (cm)		A_t^{\max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm) ZN ZC	S_t (cm) ZN ZC	ZN	ZC		
40x60	134.04	0.620	40	15	30	10	15	1,80	4T8
35x50	127.06	0.941	0,28	12.50	25	10	15	1.35	4T8

Tableau (V.37) : Tableau récapitulatif des armatures transversales pour $f_{c28} = 30\text{MPa}$.

Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	BEAL	RPA		S_t^{adp} (cm)		A_t^{\max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm) ZN ZC	S_t (cm) ZN ZC	ZN	ZC		
40x60	138.84	0.734	40	15	30	10	15	1,57	4T8
35x50	129.62	0.960	0,28	12.50	25	10	15	1.35	4T8

V.3.5. Recouvrement des armatures longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \phi_l$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 20$ mm $L_r = 100$ cm.
- $\phi = 16$ mm $L_r = 80$ cm.
- $\phi = 14$ mm $L_r = 70$ cm.
- $\phi = 12$ mm $L_r = 60$ cm.

V.3.6. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{\text{MAX}}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{\text{MAX}}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec :

$$L = \max(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

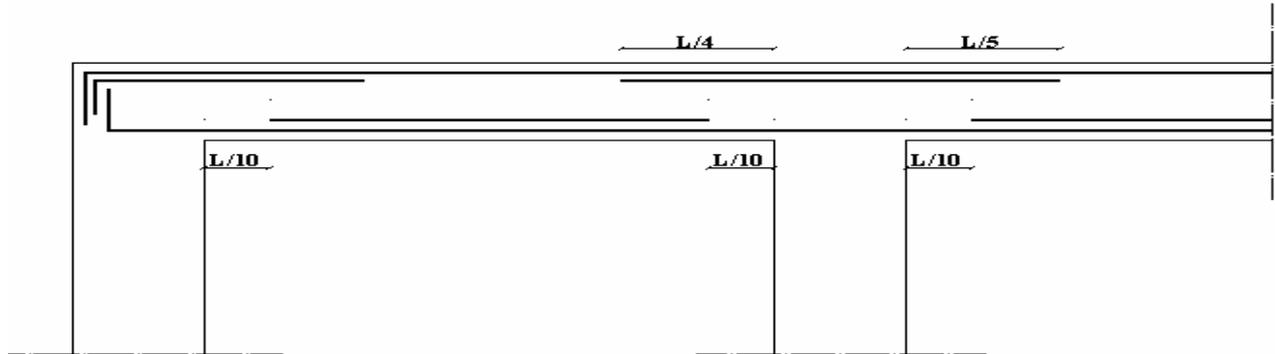


Figure (V.3) : Arrêt des barres.

V.3.7. Vérification de la flèche

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

Tel que :

- Poutre porteuse : $L = 6.31\text{m}$

$$\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.13\text{cm}$$

- Poutre non porteuse : $L = 6.00\text{m}$

$$\bar{f}_2 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.10\text{cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre 'y₁' :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le **Tableau (V.38)** :

Tableau (V.38) : Vérification de la flèche pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$

	M_{Ser} KN.m	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)
Poutre porteuse	68.084	15.72	26.54	0.0093	80.204	3.876	0.935	0.1356	165498.467	83647.265	125628.765
Poutre non porteuse	57.482	12.32	23.67	0.0078	103.683	2.35	1.045	0.064	129724.278	76365.34	87252.87

-Flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

-Flèche due aux déformations différées :

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

Les résultats sont récapitulés dans le **Tableau V.39**.

Tableau (V.39) : Vérification de la flèche

	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
PP	6.31	4.18	8.37	4.19	11.3	CV
PNP	6.00	3.23	7.78	4.55	11	CV

-Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(25)^{\frac{1}{3}} = 32164.195 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700(25)^{\frac{1}{3}} = 10818.866 \text{MPa}$$

Tableau (V.40) : Vérification de la flèche pour $f_{c28} = 30 \text{MPa}$

	M_{Ser} KN.m	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)
Poutre porteuse	64.689	18.86	32.53	0.0087	66.851	4.622	1.095	0.1697	136940.839	84419.892	115481.831
Poutre non porteuse	57.49	15.71	27.37	0.0089	81.309	3.64	0.934	0.264	148639.158	67543.34	85436.74

-Flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

-Flèche due aux déformations différées :

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

Les résultats sont récapitulés dans le **Tableau V.41**.

Tableau (V.41) : Vérification de la flèche

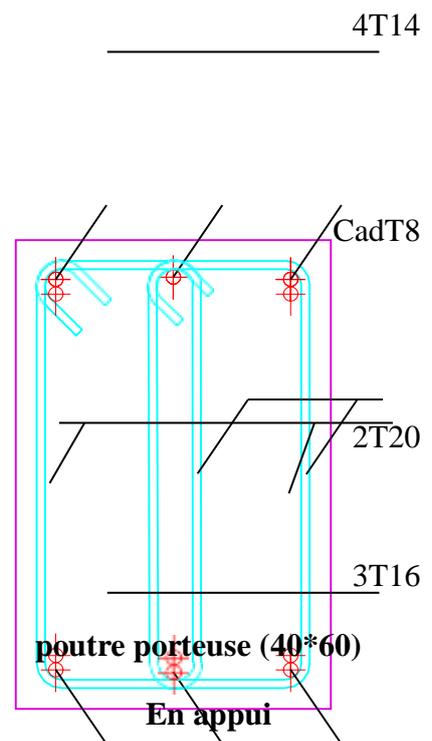
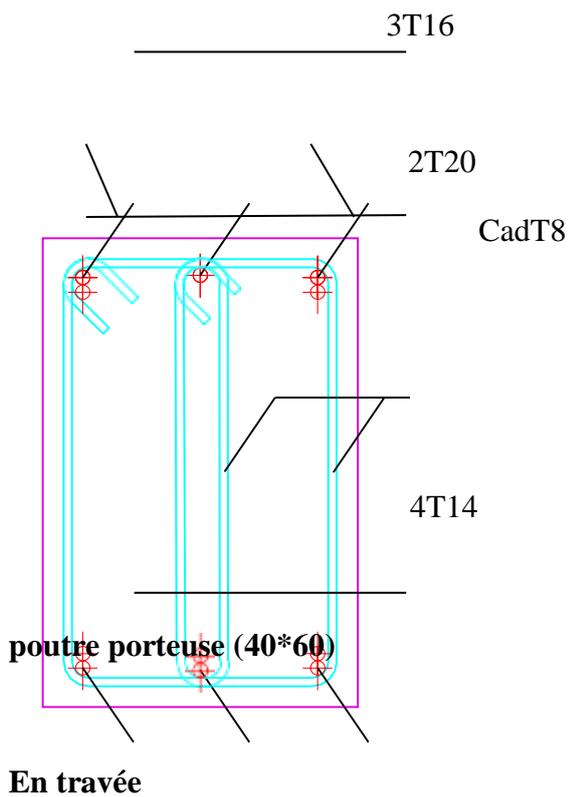
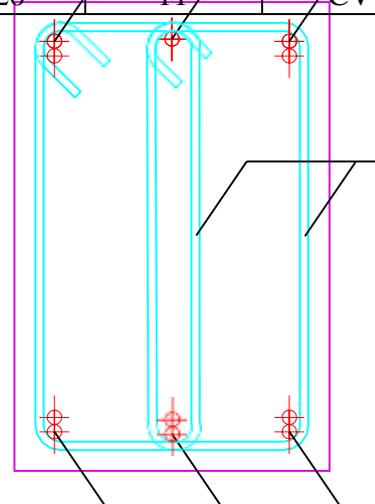
	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
PP	6.31	2.16	9.38	7.22	11.3	CV
PNP	6.00	3.56	8.76	5.20	11	CV

-Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(30)^{\frac{1}{3}} = 34179.557MPa$$

$$E_v = 3700(30)^{\frac{1}{3}} = 11496.760MPa$$

✓ Pour $f_{c28}=25MPa$



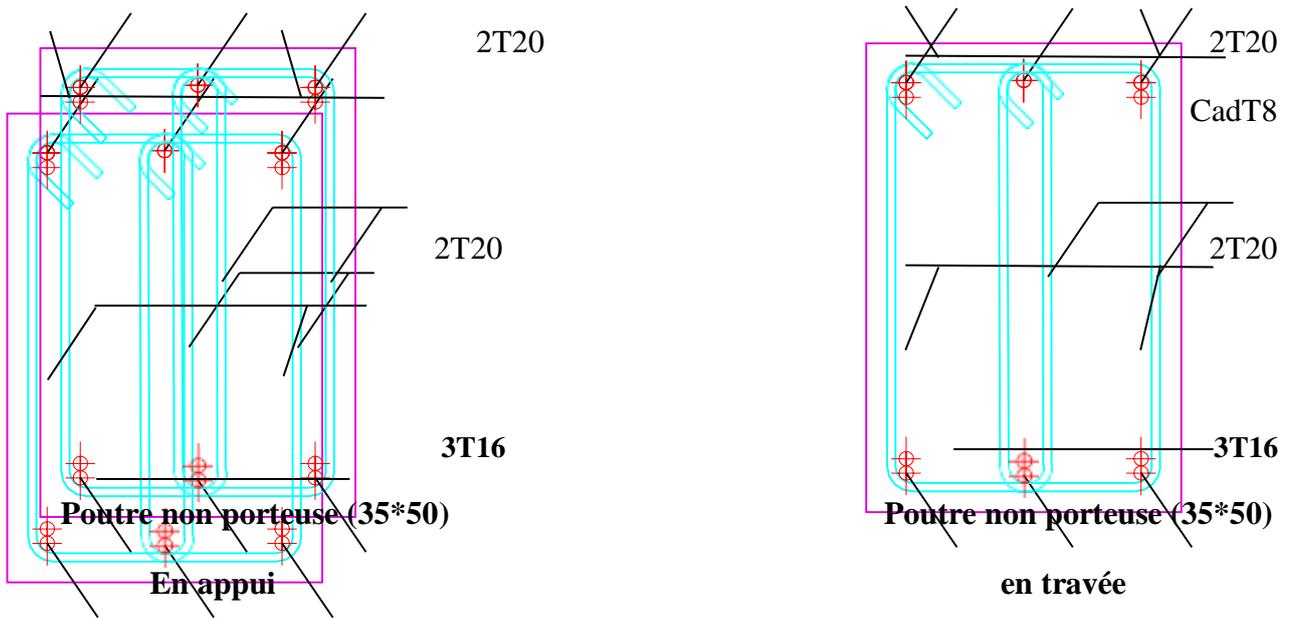
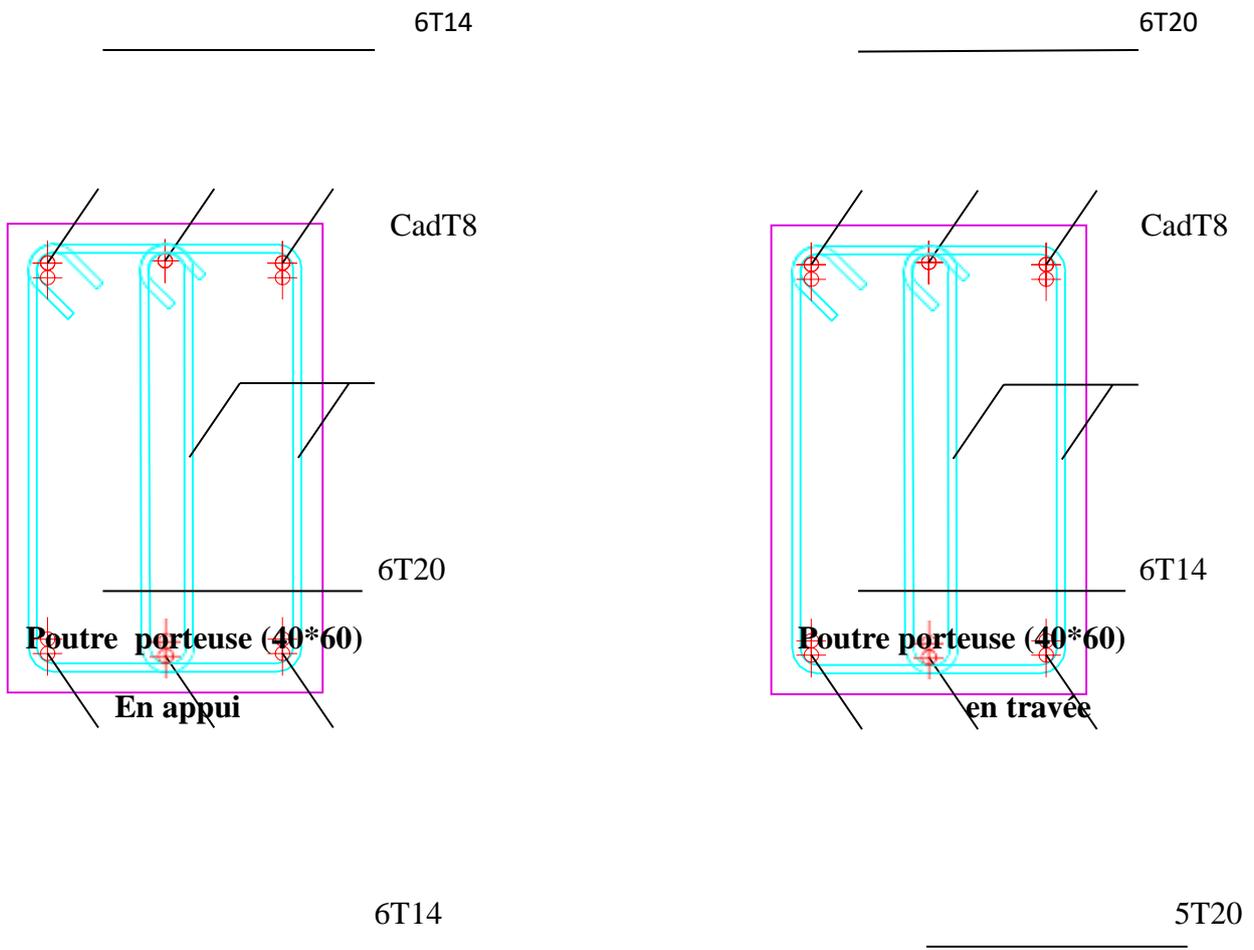


Figure (V.4) : ferrailage poutre porteuse et non porteuse pour $f_{c28}=25$

✓ Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$



CadT8

CadT8

5T20

6T14

Poutre non porteuse (35*50)**En appui****Poutre non porteuse (35*50)****en travée****Figure (V.5) : ferrailage poutre porteuse et non porteuse pour $f_{c28}=30$** **V.4. Etude des voiles :****V.4.1. Introduction :**

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.3. Rôle de contreventement

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles :

La première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme.

La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée, (N_u , M_u) et un effort tranchant V_u

Les différentes étapes de calcul et la vérification pour cette dernière méthode seront effectuées selon le code American ACI-318-02 (American Concrete Institute), tout en faisant référence aux recommandations des RPA 99 Ver. 2003 ainsi que l'Euro code 8.

V.4.4. Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H .
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique les cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

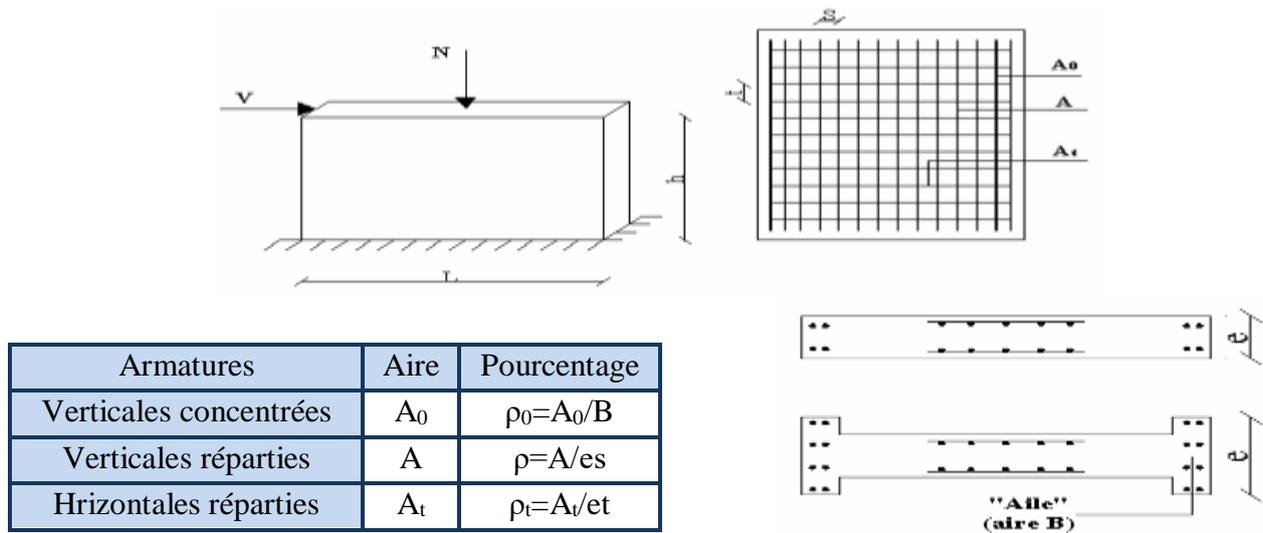


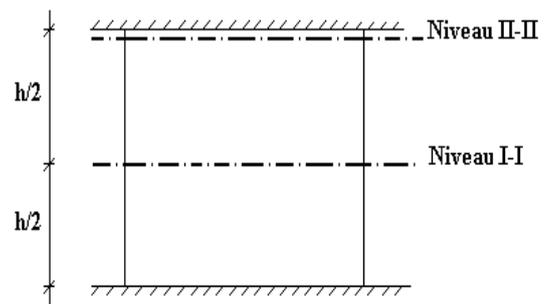
Figure V.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.4.1. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



V.4.4.2. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

❖ **Aciers verticaux**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
 - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
 - Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
-
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
 - A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

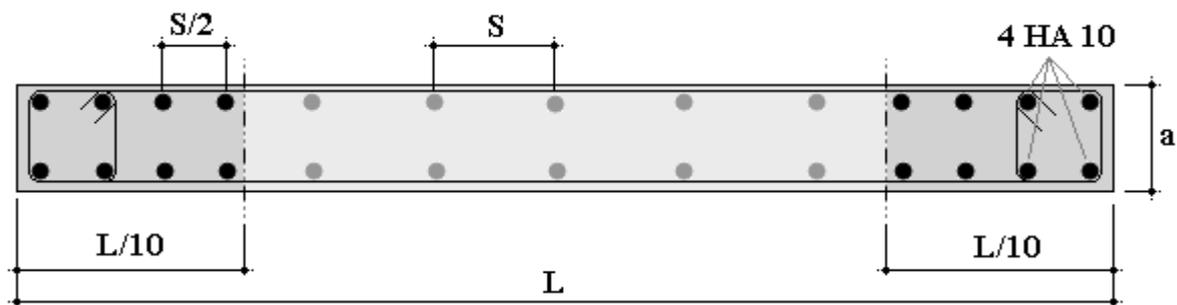


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15 %
 - En zone courante 0.10 %

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2.3 Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)

Les voiles sont ferrailés par la combinaison : 0.8G ± E

Premier type - voile en L

Calcul de VL3 :

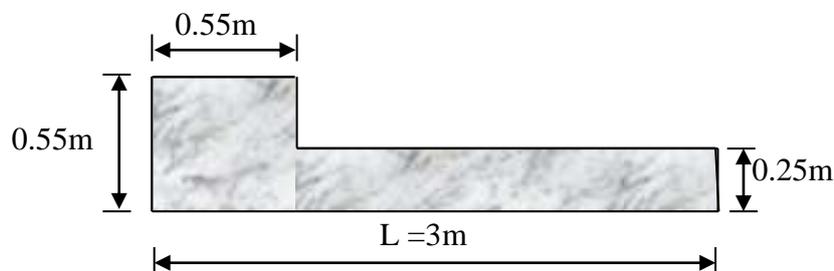


Figure V.8. Vue en plan du voile plein en L

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$$

Avec:

- $A = 0.915\text{m}^2$
- $V = 2.089\text{m}$
- $V' = 0.910\text{m}$
- $I = 0.108\text{m}^4$
- $N = 1552.05\text{kN}$
- $M = 498.433\text{kN.m}$

• Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{1552.05}{0.915} + \frac{498.433 \times 2.089}{0.108} \right] \times 10^{-3} = 11.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1552.05}{0.915} - \frac{498.43 \times 2.089}{0.108} \right] \times 10^{-3} = -7.94 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée (SPC).

❖ Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)

$$N = 1035.79\text{kN}$$

$$M = 454.793\text{kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1035.79}{0.915} + \frac{454.793 \times 2.089}{0.108} \right] 10^{-3} = 9.93\text{MPa}$$

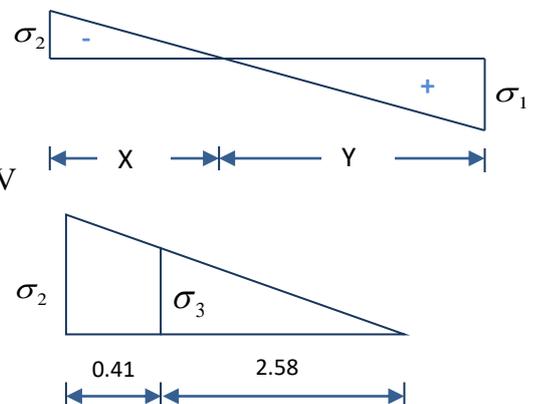
$$\sigma_1 = 9.93\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1035.79}{0.915} - \frac{454.79 \times 2.089}{0.108} \right] 10^{-3} = -7.66\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = -7.66\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

• Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L$$



$$X = \frac{7.94}{7.94 + 11.38} \times 3 = 1.23 \text{ m}$$

$$X = 1.23 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3 - 1.23 = 1.77 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

❖ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{7.66 \times (1.23 - 0.55)}{1.23} = 4.23 \text{ Mpa}$$

❖ **Détermination des armatures verticales**

-Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times b \times h \quad \longleftrightarrow \quad \frac{1}{2} \times 11.38 \times 0.55 \times 0.55 \times 10^3 = 1721.22 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{1721.22 \times 10}{400} = 43.03 \text{ cm}^2$$

-Tronçon BC :

La force de traction résultante :

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 \times (X - b) \times 10^3 = \frac{1}{2} \times 4.23 \times (1.23 - 0.55) \times 10^3 = 143.82 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{143.82 \times 10}{400} = 3.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{VT} = A_{V1} + A_{V2}$$

$$A_{VT} = 43.03 + 3.59 = 46.62 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul d'Avj : On a :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V}{f_e} \times \frac{X}{L}$$

$$\Rightarrow A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 208.9 \times 10}{400} \times \frac{1.23}{3} = 3.29 \text{ cm}^2$$

❖ Section total d'armature

$$A_{totale} = A_t + A_{vj} = 46.62 + 3.29 = 49.91 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{totale} = 49.91 > A_{min} = 0.2\% \times a \times X_{tendue} = 6.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99 modifiée 2003 on a :

$$S \leq (1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 37,5\text{cm}, 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$ (zone nodale)

Détermination des armatures horizontales

✚ La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd} = \frac{1.4V}{a \times 0.9l} \quad \longleftrightarrow \quad \frac{1.4 \times 69.38 \times 103}{250 \times 0.9 \times 3000} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025.f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow 0,15\% \text{ a } .1\text{m}$$

$$A_h \geq 0,15\% .a .1\text{m} = 0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T8) = 4,01 \text{ cm}^2$

$$S \leq (1,5a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 37,5\text{cm}, 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

N.B : Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur X.

Armatures courantes :

$$A_c \geq 0.2\% \times y \times a = 0.002 \times 1.77 \times 0.25 \times 10^4 = 8.85\text{cm}^2$$

On prend: $A_c = 2 (6T10) = 9.43\text{cm}^2$

L'espace :

$$S \leq (1,5a ; 30\text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 37,5\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{ cm}$$

On prend :

$$S_t = 25\text{cm}^2$$

Choix d'armature :

- ◆ Les poteaux : on prend : $A_p = 12T20 = 37.71\text{ cm}^2$
- ◆ La zone poteau voile : $A = 2 \times (3T10) = 4,72\text{ cm}^2$
- ◆ La zone courante : $A_c = 2(6T10) = 9,43\text{cm}^2$

Schémas de ferrailage du voile VL8 pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$:voire (Figure (V.9))

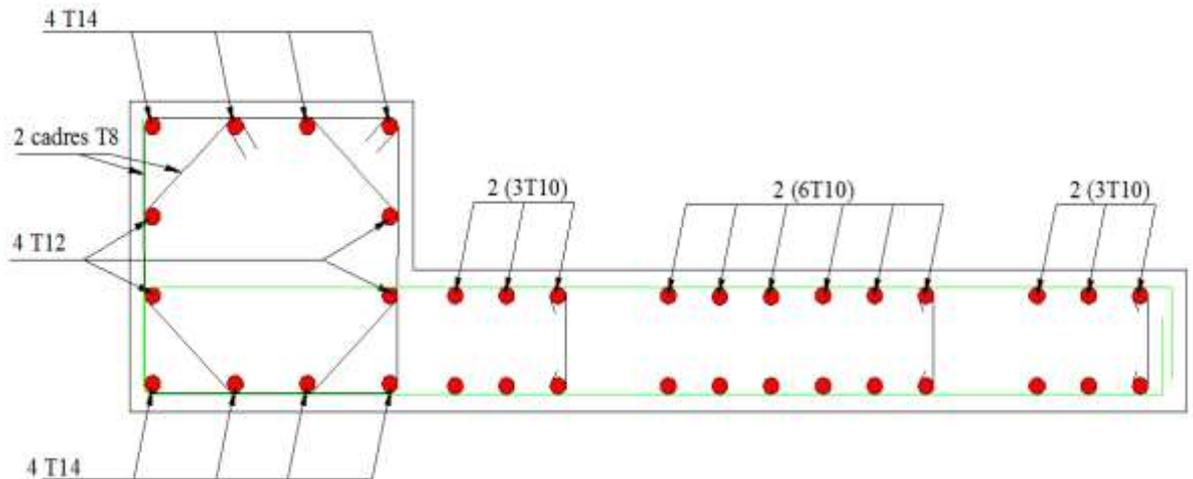


Figure (V.9) : Schémas de ferrailage du voile VL8

V.4.2.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles :

V.4.2.4 .a. Pour $f_{c28}=25$ MPA :

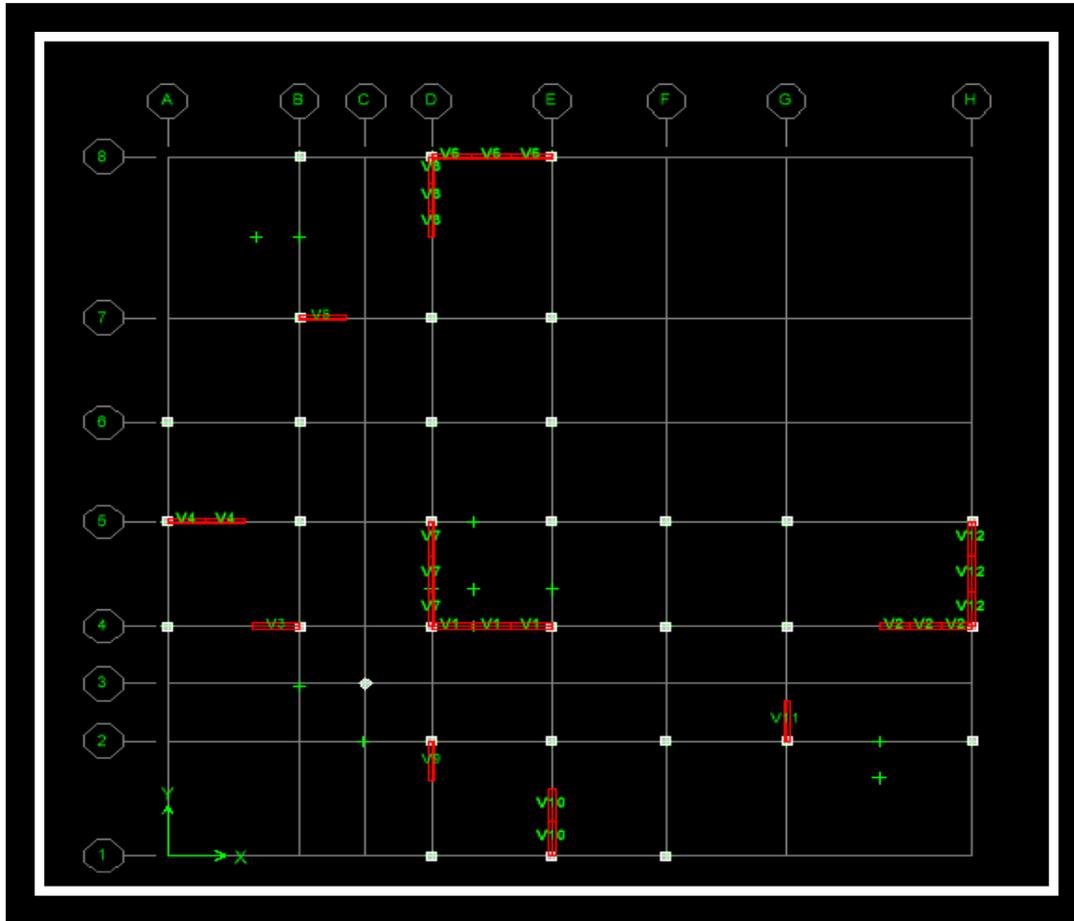


Figure (V.10) : Schémas de nomination des voiles .

a) Sens longitudinal : (x-x)

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau (V.42) :Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant x-x.

Voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	M (Kn.m)	N (Kn)	T (Kn)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	Obs.
V1	3,90	0,885	1,320	1,95	-2354.82	-3460.74	756,23	7,37	-0,43	0,27	SPC
V2	3	0,652	0,535	1,61	886.486	-1932.91	465,08	5,63	-0,29	0,405	SPC
V3	1,5	0,352	0,071	0,84	-395.693	-1238.58	142,02	8,20	-1,16	1,03	SPC

Tableau (V.43) : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x.

Voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (Kn)	F ₂ (Kn)	Fe (Mpa)	A _v (cm ²)	A _{vJ} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	At (cm ²)
V1	7,37	-0,43	0,27	0,215	3,68	45,14	18,22	400	1,57	1,62	1,05	3,19
V2	5,63	-0,29	0,405	0,146	2,85	68,96	41,31	400	2,75	0,87	0,70	3,62
V3	8,20	-1,16	1,03	0,185	1,31	100,45	84,97	400	4,63	0,67	0,92	5,30

b) Sens longitudinal : (yy)

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau (V.44) : Caractéristique des voiles et calcul des contrainte suivant y-y.

Voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	M (Kn.m)	N (Kn)	T (Kn)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	Obs.
V10	2,5	0,735	0,372	1,25	-542.153	-1499.41	-118,77	3,86	-0,21	0,282	SPC

Tableau (V.45) : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y.

Voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (Kn)	F ₂ (Kn)	Fe (Mpa)	A _v (cm ²)	A _{vJ} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	At (cm ²)
V10	3,86	-0,21	0,282	0,128	2,37	33,19	4,85	400	1,05	0,234	4,60	3,19

V.4.2.5 .a.1. Vérification de La contrainte de cisaillement :

Tableau (V.46) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x.

Voile	L (m)	T (Kn)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs
V1	3,9	756,23	1,20	5	Ok
V2	3	465,08	0,96	5	Ok
V3	1,5	142,02	0,58	5	Ok

Tableau (V.47) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y

Voile	L (m)	T (Kn)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs
V10	2,5	118,77	0,295	5	Ok

Tableau (V.48) : Choix d'armature des voiles

Voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix d'armature			
			Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Coté poteau	Extrémité	
V1	3,19	4,60	12T20	2× (4T10)	2× (4T10)	2× (6T10)
V2	3,62	7,30	12T20	2× (2T10)	2× (2T10)	2× (10T10)
V3	5,30	9,25	12T20	2× (2T10)	2× (2T10)	2× (6T14)
V10	1,28	3,5	12T20	2× (3T10)	2× (3T10)	2× (5T10)

V.4.2.2 .b. POUR $f_{c28} = 30$ MPA :

a) Sens longitudinal : (xx)

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau (V.49) : Caractéristique des voiles et calcul des contraintes suivant x-x.

Voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	M (Kn.m)	N (Kn)	T (Kn)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	Obs.
V1	3,90	0,885	1,320	1,95	2369.831	-2520.4	-816,81	6,34	-0,65	0,10	SPC
V2	3	0,652	0,535	1,61	-757.98	-1988.06	484,76	5,33	-0,76	0,14	SEC
V3	1,5	0,352	0,071	0,84	-416.881	-1307.05	-151,89	8,64	-1,21	0,80	SPC

2. Ferrailage :

Tableau (V.50) : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant x-x.

Voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (Kn)	F ₂ (Kn)	Fe (Mpa)	A _v (cm ²)	A _{vJ} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t (cm ²)
V1	6,34	-0,65	0,10	0,36	3,54	28,53	6,00	400	0,86	2,90	1,80	6,25
V2	5,33	-0,76	0,14	0,374	2,63	23,98	4,9	400	0,72	2,30	1,85	3,75
V3	8,64	-1,21	0,80	0,18	1,32	38,88	4,8	400	1,092	0,70	0,90	6,25

b) Sens longitudinal : (yy)

- **Caractéristiques et efforts :**

Tableau (V.51) : Caractéristique des voiles et calcule des contrainte suivant y-y.

Voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	M (Kn.m)	N (Kn)	T (Kn)	σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	σ_3 (MPA)	Obs.
V10	2,5	0,735	0,372	1,25	-574.696	-1582.91	123,76	-4,04	22,25	19,08	SPC

2. Ferrailage :

Tableau (V.52) : Effort et sections d'armature dans les voiles suivant y-y.

Voile	σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	σ_3 (MPA)	X (m)	Y (m)	F ₁ (Kn)	F ₂ (Kn)	Fe (Mpa)	A _v (cm ²)	A _{vJ} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	At (cm ²)
V10	-4,04	22,25	19,08	2,11	0,39	18,18	17,26	400	0,885	4,02	10,55	7,80

V.4.2.2 .b.1. Vérification de La contrainte de cisaillement

Tableau (V.53) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens x-x

voile	L (m)	T (Kn)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs
V1	3,90	-816,81	1,30	6	Ok
V2	3	484,76	1,005	6	Ok
V3	1,5	-151,89	0,63	6	Ok

Tableau (V.54) : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y

voile	L (m)	T (Kn)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs
V10	2,5	123,76	0,30	6	Ok

Tableau (V.55) : Choix d'armature des voiles

voile	A ^{tot} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix d'armature			
			Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Coté poteau	Extrémité	
V1	3,76	1,80	8T20+4T20	2× (5T10)	2× (5T10)	2× (4T10)
V2	3,02	1,85	8T20+4T20	2× (2T10)	2× (2T10)	2× (4T10)
V3	1,79	0,90	8T20+4T20	2× (2T10)	2× (2T10)	2× (3T10)
V10	4,90	10,55	8T20+4T20	2× (4T10)	2× (4T10)	2× (7T14)

CHAPITRE VI

Infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1.1. Fonctions des fondations :

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- La résistance des massifs de fondations.
- La durabilité des fondations.
- Vérifier la résistance du terrain de fondations .
- Trouver la solution la plus économique ..

VI.1.2. Différents types de fondations :

Il existe trois catégories de fondations :

- Les fondations superficielles :
Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers).
- Les fondations profondes :
Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur (puits, pieux) .
- Les fondations spéciales :
Colonnes ballastées : Il s'agit de colonnes de pierres ou de graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

VI.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.2.Voile périphérique :

Selon le règlement **R.P.A 99 modifié 2003^[3]**, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées des poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base afin d'assurer le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble.

VI.2.1. Epaisseur du voile :

D'après **R.P.A. 99 modifié 2003^[3]**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur supérieure ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Pour notre structure on prend une épaisseur de 15 cm , selon les voiles de contreventement

VI.2.2. Calcul des armatures :

✓ **Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ et 30MPa :**

- **Armatures verticales et transversales**

$$A_v \geq 0,10 \times \frac{e \times H}{100} \Rightarrow A_v \geq 0,10 \times \frac{15 \times 100}{100} \Rightarrow A_v \geq 1,5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_v = 5\text{T}10/\text{ml}$

avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$.

On prend : $A_h = 5\text{T}10/\text{ml}$

avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage :

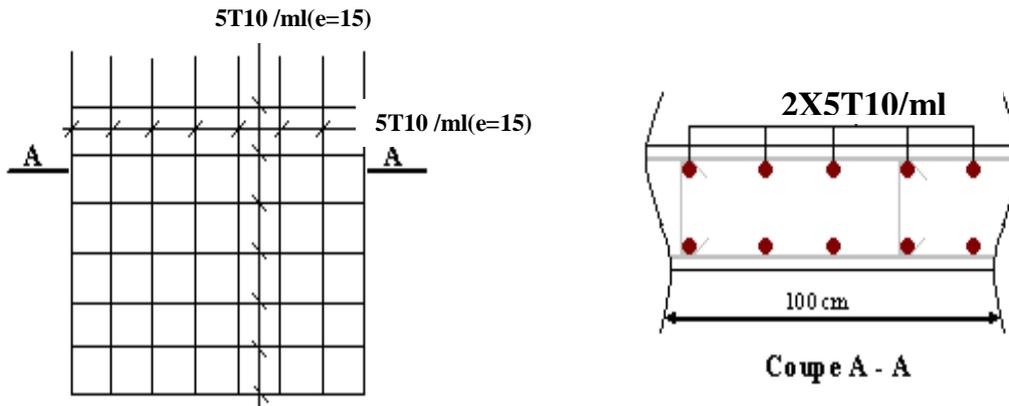


Figure (VI.1) : Ferrailage du voile périphérique

VI.3. Choix du type de fondation :

VI.3.1. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B ⇒ S=A²

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol}=2 \text{ bars}$$

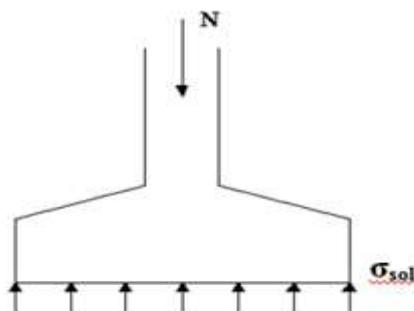


Figure VI.2 : Semelles isolée sous poteaux.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées pour $f_{c28} = 25$ MPa

Poteaux	N (kN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
C27	1139,98	5,6999	2,38	3,00
C12	1135,85	5,67925	2,38	2,50
C27	1132,29	5,66145	2,37	2,50
C12	1128,16	5,6408	2,37	2,50
C27	1124,61	5,62305	2,38	2,50
C12	1120,47	5,60235	2,38	2,50
C26	1095,65	5,47825	2,33	2,50
C7	1094,45	5,47225	2,33	2,50
C26	1087,96	5,4398	2,33	2,50
C7	1086,76	5,4338	2,33	2,50
C26	1080,27	5,40135	2,32	2,50
C7	1079,07	5,39535	2,61	3,00
C30	1013,16	5,0658	2,25	2,50
C31	1011,73	5,05865	2,24	2,50
C11	1010	5,05	2,24	2,50
C18	1009,16	5,0458	2,24	2,50
C30	1005,47	5,02735	2,24	2,50
C31	1004,05	5,02025	2,24	2,50
C11	1002,31	5,01155	2,23	2,50
C6	1002,2	5,011	2,23	2,50
C18	1001,47	5,00735	2,22	2,50
C30	997,78	4,9889	2,23	2,50
C29	996,94	4,9847	2,23	2,50
C31	996,36	4,9818	2,23	2,50
C11	994,63	4,97315	2,23	2,50
C5	994,54	4,9727	2,23	2,50
C6	994,51	4,97255	2,23	2,50
C18	993,78	4,9689	2,23	2,50

C32	991,46	4,9573	2,23	2,50
C29	989,25	4,94625	2,22	2,50
C5	986,86	4,9343	2,22	2,50
C6	986,83	4,93415	2,22	2,50
C32	983,77	4,91885	2,21	2,50
C29	981,56	4,9078	2,22	3,50
C5	979,17	4,89585	2,22	3,00
C32	976,09	4,88045	2,2	3,00
C22	930,96	4,6548	2,19	3,00
C8	927,84	4,6392	2,15	3,00

Il faut vérifie que : $L_{\min} \geq 1,5x B_{\max}$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{\min}=1,9 \text{ m} < 1,5xB_{\max}=6 \text{ m}$ non vérifie

Tableau VI.2: Sections des semelles isolées

Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$

Poteau	N (KN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
C12	1219,21	6,09605	2,46901802	3
C27	1214,79	6,07395	2,4645385	3
C12	1209,98	6,0499	2,45965445	3
C27	1205,56	6,0278	2,45515784	3
C12	1200,76	6,0038	2,45026529	3
C26	1196,34	5,9817	2,44575142	3
C7	1171,43	5,85715	2,42015495	3
C26	1170,24	5,8512	2,41892538	3
C7	1162,21	5,81105	2,41061196	3
C26	1161,01	5,80505	2,40936714	3
C7	1152,98	5,7649	2,40102062	3
C30	1151,79	5,75895	2,39978124	2,5
C31	1094,04	5,4702	2,33884587	2,5
C11	1091,29	5,45645	2,33590454	2,5
C18	1084,81	5,42405	2,32895899	2,5

C30	1083,78	5,4189	2,32785309	2,5
C31	1082,06	5,4103	2,32600516	2,5
C11	1080,34	5,4017	2,32415576	2,5
C6	1075,59	5,37795	2,31904075	2,5
C18	1074,55	5,37275	2,31791933	2,5
C30	1072,97	5,36485	2,31621458	2,5
C29	1072,84	5,3642	2,31607426	2,5
C31	1071,12	5,3556	2,31421693	2,5
C11	1067,17	5,33585	2,30994589	2,5
C5	1065,33	5,32665	2,30795364	2,5
C6	1064,14	5,3207	2,30666426	2,5
C18	1063,75	5,31875	2,30624153	2,5
C32	1061,89	5,30945	2,30422438	2,5
C29	1060,77	5,30385	2,3030089	2,5
C5	1057,95	5,28975	2,29994565	2,5
C6	1054,91	5,27455	2,29663885	2,5
C32	1054,52	5,2726	2,29621428	2,5
C29	1051,54	5,2577	2,29296751	2,5
C5	1048,72	5,2436	2,28989083	2,5
C32	1045,69	5,22845	2,28658042	2,5
C22	1042,32	5,2116	2,2828929	2,5
C8	998,52	4,9926	2,23441267	2,5
C22	995,13	4,97565	2,23061651	2,5
C8	989,29	4,94645	2,2240616	2,5
C22	985,9	4,9295	2,22024773	2,5
C8	983,21	4,91605	2,21721672	2,5
C28	980,07	4,90035	2,21367342	2,5
C19	976,68	4,8834	2,20984162	2,5
C28	976,53	4,88265	2,20967192	2,5
C19	973,98	4,8699	2,20678499	2,5
C28	967,3	4,8365	2,1992044	2,5
C19	964,76	4,8238	2,1963151	2,5
C20	958,08	4,7904	2,18869824	2,5

C20	912,42	4,5621	2,1359073	2,5
C20	903,19	4,51595	2,12507647	2,5
C14	893,97	4,46985	2,11420198	2,5
C14	774,18	3,8709	1,96746029	2
C21	766,53	3,83265	1,95771551	2
C21	760,66	3,8033	1,95020512	2
C14	757,51	3,78755	1,94616289	2
C14	751,16	3,7558	1,93798865	2
C21	748,01	3,74005	1,93392089	2
C21	741,71	3,70855	1,92575959	2
C21	734,06	3,6703	1,9158027	2
C15	733,84	3,6692	1,9155156	2
C21	732,26	3,6613	1,91345238	2
C21	730,03	3,65015	1,91053657	2
C9	726,19	3,63095	1,90550518	2
C14	723,8	3,619	1,90236695	2
C14	723,54	3,6177	1,90202524	2
C15	721,96	3,6098	1,89994737	2
C14	720,83	3,60415	1,8984599	2
C14	720,81	3,60405	1,89843356	2
C14	719,71	3,59855	1,89698445	2
C13	719,61	3,59805	1,89685266	2
C9	717	3,585	1,89340962	2
C15	714,57	3,57285	1,8901984	2
C3	711,96	3,5598	1,88674323	2
C13	711,58	3,5579	1,88623965	2
C9	708,73	3,54365	1,8824585	2
C13	707,14	3,5357	1,88034571	2
C13	705,35	3,52675	1,87796432	2
C3	703,99	3,51995	1,87615298	2
C3	701,08	3,5054	1,87227135	2
C13	698,3	3,4915	1,86855559	2
C13	696,73	3,48365	1,86645386	2

C23	694,26	3,4713	1,86314251	2
C3	693,43	3,46715	1,86202846	2
C23	691,11	3,45555	1,85891097	2
C13	690,65	3,45325	1,85829223	2
C3	688,7	3,4435	1,855667	2
C23	687,22	3,4361	1,85367203	2
C23	686,26	3,4313	1,85237685	2
C3	685,78	3,4289	1,85172892	2
C35	685,64	3,4282	1,8515399	2
C3	685,55	3,42775	1,85141838	2
C23	679,57	3,39785	1,8433258	2
C35	677,03	3,38515	1,83987771	2
C23	676,7	3,3835	1,83942926	2
C23	675,13	3,37565	1,83729421	2
C35	669,05	3,34525	1,82900246	2
C25	667,81	3,33905	1,82730676	2
C2	620,91	3,10455	1,76197333	2
C25	620,13	3,10065	1,76086626	2
C2	611,68	3,0584	1,74882818	2
C25	610,91	3,05455	1,7477271	2
C2	602,46	3,0123	1,73559788	2
C4	601,68	3,0084	1,73447398	2
C16	585,34	2,9267	1,71076007	2
C4	583,04	2,9152	1,70739568	2
C16	576,12	2,8806	1,69723304	2
C4	573,82	2,8691	1,69384179	2
C16	566,89	2,83445	1,68358249	2
C10	564,59	2,82295	1,68016368	2
C10	556,66	2,7833	1,66832251	2
C33	549,01	2,74505	1,65681924	2
C10	536,07	2,68035	1,63717745	2
C10	531,34	2,6567	1,62993865	2
C33	528,42	2,6421	1,62545378	2

C10	528,19	2,64095	1,6251	2
C10	523,96	2,6198	1,61857962	2
C33	522,38	2,6119	1,61613737	2
C33	520,91	2,60455	1,61386183	2
C10	517,76	2,5888	1,60897483	2
C33	516,31	2,58155	1,60672026	2
C33	508,52	2,5426	1,59455323	2
C33	506,94	2,5347	1,59207412	2
C34	500,87	2,50435	1,58251382	2
C34	491,93	2,45965	1,56832713	2
C34	484,28	2,4214	1,55608483	2
C34	484,25	2,42125	1,55603663	2
C17	481,1	2,4055	1,55096744	2
C34	478,22	2,3911	1,54631821	2
C34	475,65	2,37825	1,54215758	2
C17	474,07	2,37035	1,5395941	2
C17	472,15	2,36075	1,53647323	2
C17	470,57	2,35285	1,53390026	2
C34	469	2,345	1,53133928	2
C17	468	2,34	1,52970585	2
C17	462,71	2,31355	1,52103583	2
C17	461,13	2,30565	1,5184367	2

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5x B_{\max}$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{\min}=1,9 \text{ m} < 1,5xB_{\max}=4,5 \text{ m}$ non vérifie

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors a l'étude des semelles filantes

VI.3.2. SEMELLES FILANTES

L'effort normal supporter par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

Tableau VI.3: Sections des semelles filantes.

FILE	N (T)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B adopté (m)
1	354,10	14,16	22,75	0,62	1,20
2	1 462,40	58,50	28,22	2,07	2,30
3	32,01	1,28	1,50	0,85	1,20
4	1 535,05	61,40	34,20	1,80	2,00
5	312,99	12,52	9,50	1,32	1,50
6	1 215,48	48,62	34,20	1,42	1,60
7	1 794,03	71,76	34,20	2,10	2,30

- **Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :**

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2 \times B_{\max}$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{\min} = 1,9 \text{ m} < 2 \times B_{\max} = 6 \text{ m}$ non vérifie

Conclusion:

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.4. Radier générale :

VI.4.1. Introduction :

Le 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.

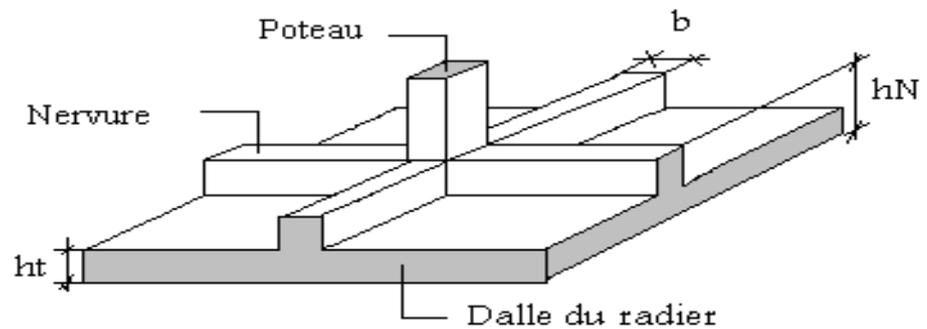


Figure (VI.3). Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.4.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

✓ Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$:

$$\text{Pour: } \begin{cases} N_{ETABS} = 112619 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

On à un surface d'assise $S_b=926,61 > 563,09 \text{ m}^2$.

✓ Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$:

$$\text{Pour: } \begin{cases} N_{ETABS} = 106658 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

On à un surface d'assise $S_b=926,61 > 533,30 \text{ m}^2$.

S_b : La surface du bâtiment

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions et pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ et $f_{c28}=30 \text{ MPa}$, ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 996,44$

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

- Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_{\max} = La longueur maximale entre deux poteaux.

✓ Pour $f_{c28}=25$ MPa :

$$h_1 \geq 31,25\text{cm}$$

On prend : $h=60$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

✓ Pour $f_{c28}=30$ MPa :

$$h_1 \geq 31,25\text{cm}$$

On prend : $h=55$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

VI.4.3- Nervure :

- hauteur de la nervure :

- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 6.31$ m

$$\Rightarrow 42,33\text{cm} < h_{n1} < 72,5\text{cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 60 \text{ cm}$$

- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

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 : $E = 32164,19\text{MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 6.31 m

✓ Pour $f_{c28}=25$ MPa :

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E_{25}} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 1,19 \text{ m}$$

On prend : $h_{N2}=120 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,60 ; 1,20) \text{ m}^2.$$

On prend : $h= 1,20 \text{ m}$.

✓ Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$:

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E_{45}} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 1,10 \text{ m}$$

On prend : $h_{N2}=110 \text{ cm}$.

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,55 ; 1,10) \text{ m}.$$

On prend : $h= 1,10 \text{ m}$.

- **Largeur de la nervure :**

b. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{631}{10} = 63,1 \text{ cm}$$

Donc

$b = 75 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Tableau (VI.4) : Les dimensions des radier est nervure pour 25 Mpa et 30 Mpa

f_{c28} (MPa)	h_{radier} (cm)	h_{nervure} (cm)	b_{nervure} (cm)	
			sens x-x	sens y-y
25	60	120	75	75
45	55	110	75	75

VI.4.3.1. Les vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

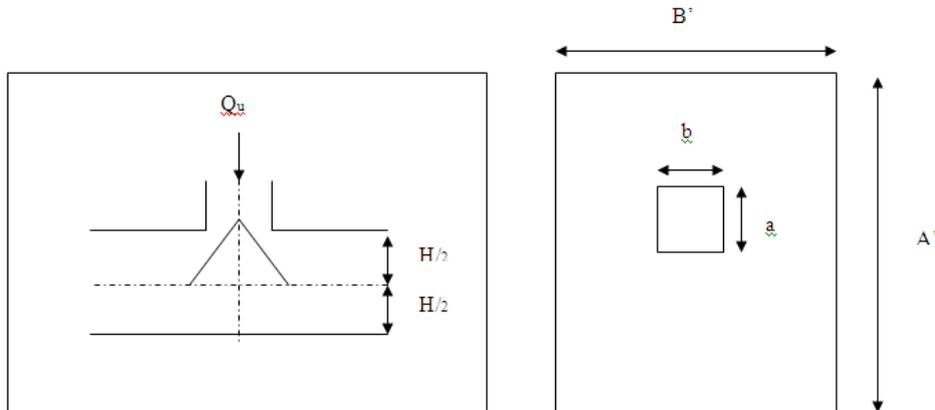


Figure (VI.4). Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après CBA93^[2] (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=2832,95\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du sous sol ($55 \times 55\text{cm}^2$).

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

✓ Pour $f_{c28}=25\text{ MPa}$:

$$U_c = 2 [(55 + 55) + 2 \times 120] = 700\text{cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 7000 \times 1200 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 6300\text{ KN.}$$

$N_u=2832,95 < Q_u = 6300\text{ KN}$La condition est vérifiée.

✓ Pour $f_{c28}=30\text{ MPa}$:

$$U_c = 2 [(40 + 40) + 2 \times 110] = 600\text{cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 6000 \times 1000 \times \frac{45}{1,5} \times 10^{-3} = 8100 \text{ KN.}$$

$N_u = 2879,63 < Q_u = 8100,00 \text{ KN}$La condition est vérifiée.

a- Vérification au cisaillement :

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 1 m de 7,25 m de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b$$

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

Avec :

$N_u = N_u$ (superstructure).

✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

$$V_u = \frac{2832,95}{996,44} \times \frac{7,25}{2} \times 1 = 368,70 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ c'est vérifié.

✓ Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$:

$$V_u = \frac{95221,50}{996,44} \times \frac{7,25}{2} \times 1 = 346,41 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$ c'est vérifié.

VI.4.3.2. vérification de la stabilité du radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (**soulèvement**) avec la combinaison **0,8G ± E** ;
- Aux contraintes de **compression** maximales avec la combinaison **G + Q + E**

❖ Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité:

$$X_G = 15,801 \text{ m}$$

$$Y_G = 16,975 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 97035,5493 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 69581,8632 \text{ m}^4$$

1. Vérification de soulèvement : 0,8 G ± E :

Pour faire la vérification en question, il nous faut définir ce qui suit :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S} + \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

Avec :

$$M_x = M_x + F_y \cdot h$$

$$M_y = M_y + F_x \cdot h$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

✓ Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$:

Tableau (VI.5) : Vérification de soulèvement pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

	0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	2756.62	2756.62
M (t.m)	54902.09	54108.80
V (m)	15,8	16,98
I (m⁴)	97035,55	69581,86
σ_1	11.70	15.97
σ_2	-6.17	-10.43
σ_{moy}	7.23	5.37
σ_{adm}	20	20
La condition	Vérifié	Vérifié

✓ Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$:

Tableau (VI.6) : Vérification de soulèvement pour $f_{c28}=30\text{MPa}$

0,8G+E

	Longitudinal	Transversal
N (t)	2941.68	2756.62
M (t.m)	61533.8	60977.35
V (m)	15,801	16,975
I (m⁴)	97035,55	69581,86
σ_1	15.05	17.64
σ_2	-9.52	-12.10
σ_{moy}	8.90	10.18
σ_{adm}	20	20
La condition	Vérifié	Vérifié

2. Vérification de compression : G + Q + E

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

✓ Pour $f_{c28}=25$ MPa :

Tableau (VI.7) : Vérification de compression pour $f_{c28}=25$ MPa

	G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	3908.10	3908.10
M (t.m)	61572.35	60550.15
V (m)	15,801	16,975
I (m⁴)	97035,55	69581,86
σ_1	13.94	18.69
σ_2	-6.10	-10.84
σ_{moy}	8.90	11.18
σ_{adm}	20	20
La condition	Vérifié	Vérifié

✓ Pour $f_{c28}=30$ MPa :

Tableau (VI.8) : Vérification de compression pour $f_{c28}=30$ MPa

	G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	4134.43	4134.43

M (t.m)	69505.19	68734.91
V (m)	15,801	16,975
I (m⁴)	97035,55	69581,86
σ_1	15.46	20.91
σ_2	-7.16	-12.61
σ_{moy}	9.80	12.53
σ_{adm}	20	20
La condition	Vérifié	Vérifié

2. Vérification de stabilité au renversement : 0, 8G ± E

Elle est assurée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ (RPA art. 10.1.5)

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

✓ Pour $f_{c28}=25$ MPa :

Tableau (VI.9) : Vérification de stabilité au renversement pour $f_{c28}=25$ MPa

	0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	2756.62	2756.62
M (t.m)	54902.09	54108.80
e=M/N	1.36	1.49
L/4	1.5	1.57
La condition	Vérifié	Vérifié

Alors : Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées pour les deux combinaisons

VI.4.5. 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:

- 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:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

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: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

Valeur de la pression sous radier:

Tableau (VI.10): Valeur de la pression sous radier.

f_{c28} (MPa)	q (KN/m)	
	ELU	ELS
25	65.02	48.93
30	69.05	52.14

a . Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{6}{6.31} = 0,95 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

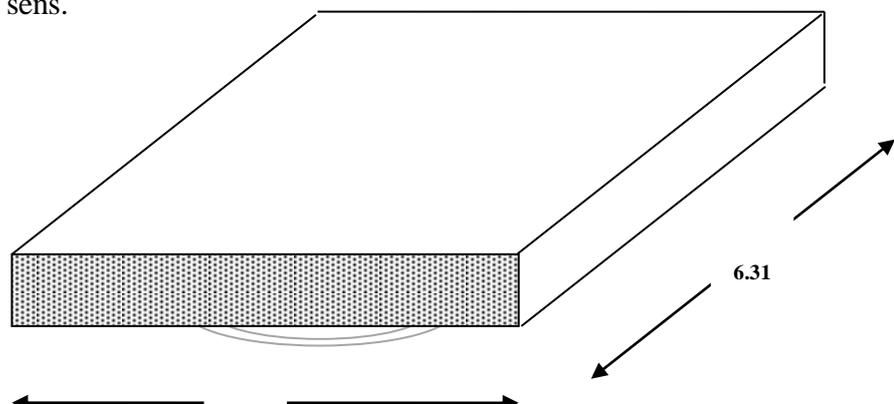


Figure (VI.5). Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

- Calcul des moments :

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7242 \end{cases}$$

✓ **Pour $f_{c28}=25$ MPa :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 113.75 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 82.37 \text{ kNm}$$

✓ **Pour $f_{c28}=30$ MPa :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 120.80 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 87.48 \text{ kNm}$$

- Moments en travées.

✓ **Pour $f_{c28}=25$ MPa :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 85.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 61.77 \text{ kN.m}$$

✓ **Pour $f_{c28}=30$ MPa :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 90.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 65.61 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis

✓ **Pour $f_{c28}=25$ MPa :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 56.87 \text{ kNm (appui intermédiaire) .}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 34.12 \text{ kNm (appui de rive) .}$$

✓ **Pour $f_{c28}=30$ MPa :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 60.4 \text{ kNm (appui intermédiaire)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 36.24 \text{ kNm (appui de rive)}$$

b. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$) :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

✓ Pour $f_{c28}=25$ MPa :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 97.93 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 79.06 \text{ kN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x = 73.44 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x = 29.37 \text{ kNm} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 48.96 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_y = 59.29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ Pour $f_{c28}=30$ MPa :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 104.36 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 84.26 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ty} = 0,75M_y = 63.19 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x = 31.30 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 52.17 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0,75M_x = 78.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)
25	2,1	14,17	400	348	100	60	55
30	3,3	14,17	400	348	100	55	50

✓ Pour $f_{c28}=25$ MPa :

Tableau (VI.11): Ferrailage des panneaux du radier pour $f_{c28}=25$ MPa.

	Sens	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} CNF (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	85.31	10,98	6,64	8T14	12,32
	y-y	61.77	3,87	6,64	6T12	6,64
Appui	x-x	56.87	7,12	6,64	5T14	7,70
	y-y					

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_i \leq \text{Min} (180\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x : $S_t = \frac{100}{8} = 12,50cm < 33cm$ On prend $S_t = 12 cm$

Sens y-y : $S_t = \frac{100}{6} = 16,66cm < 33cm$ On prend $S_t = 15 cm$

a. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = < A_{Adopté} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

Donc la condition est vérifiée.

1. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{q.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \frac{85.31 \times 6 \times 6.31}{2 \times 6.31 + 6} = 173.46KN$$

$$V_{uy} = \frac{q.L_x.L_y}{3L_y} = \frac{85.31 \times 6 \times 6.31}{3 \times 6.31} = 170.62KN$$

$$V_u = \max (V_{ux} ; V_{uy}) = 173.46KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{173.46 \times 10}{100 \times 55} = 0,31MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2MPa; 4MPa \right\} = 2MPa$$

$$\tau_u = 0,31MPa < \bar{\tau} = 2MPa$$

Donc pas d'armatures transversales.

❖ **Remarque**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 CHAISES de T12 / m²**

✓ Pour $f_{c28} = 30 MPa$:

Tableau (VI.12): Ferrailage des panneaux du radier pour $f_{c28} = 30MPa$.

	Sens	M _u (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} CNF (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	90.6	11,22	9,48	8T14	12,32
	y-y	65.61	3,94	9,48	7T14	10,78
Appui	x-x	60.4	7,44	9,48	7T14	10,78
	y-y					

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (165\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 12\text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 12\text{ cm}$$

a. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = < A_{\text{Adopté}} \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{69.05 \times 6 \times 6.31}{2 \times 6.31 + 6} = 140.39 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = \frac{69.05 \times 6 \times 6.31}{3 \times 6.31} = 138.1 \text{ KN}$$

$$V_u = \max (V_{ux} ; V_{uy}) = 140.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{140.39 \times 10}{100 \times 50} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 4,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa}$$

Donc pas d'armatures transversales.

❖ Remarque

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 CHAISES de T12 / m²**

B. Ferrailage des nervures :**B.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

$$\text{On a } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50 M_0$$

B.2. Calcul des armatures :

✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

Sens (x-x) : $b = 75 \text{ cm}$; $h = 120 \text{ cm}$; $d = 108 \text{ cm}$

Sens (y-y) : $b = 75 \text{ cm}$; $h = 120 \text{ cm}$; $d = 108 \text{ cm}$

- **Sens (x-x) :**

$L = 6 \text{ m}$; $P = 85.31 \text{ kN/ml}$ → $M_0 = 383.89 \text{ kN.ml}$.

Tableau (VI.13): Ferrailage des nervures sens (x-x) pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	326.30	10,22	9,78	2T12+6T14	11,50
Appuis	191.94	5,97	9,78	4T12+4T14	10,69

- Sens (y-y)

$L = 6.31\text{m}$; $P = 85.31 \text{ kN/ml}$ → $M_0 = 980.35 \text{ kN.ml}$.

Tableau (VI. 14): Ferrailage des nervures sens (y-y) pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	833.29	25,14	9,78	5T16+5T20	25,77
Appuis	490.17	14,71	9,78	2T14+6T16	15,15

B.3. Vérifications nécessaires

1/ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{adopté}$$

2/ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau (VI. 15): Vérification des contraintes dans les nervures pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	278,07	11,50	0,20	3,16	15	223,1	240	OK
	y-y	675,98	25,77	0,26	4,55	15	236,4	240	OK
Appui	x-x	163,57	10,69	0,20	1,82	15	136,80	240	OK
	y-y	397,63	15,15	0,23	3,84	15	237	240	OK

3/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{avec } T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{85.31 \times 6.31}{2} = 269.15 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{269.15 \times 10^3}{750 \times 1080} = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa. Vérifier}$$

4/ Armatures transversales :

▪ **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* S_t \leq \text{Min}(15\phi_{\text{min}}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

▪ **RPA99 modifié en 2003** [3]

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 14,40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_i; \frac{b}{10}\right) = 1,2 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 6,66 \text{ mm}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 0,33 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $b = 75 \text{ cm}$; $d = 108 \text{ cm}$

Tableau (VI. 16): Espacement des armatures transversales pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.

	Section (cm ²)	Zone	S _t choisit (cm)	Ø _t (mm)	A _t choisit (cm ²)
Nervure Sens x-x	75×120	Courante	60	40	20
		Nodale	14,40		10
Nervure Sens y-y	75×120	Courante	60	40	20
		Nodale	14,40		10

Tableau (VI.17): Choix des armatures transversales pour $f_{c28}=25MP$.

	Section (cm ²)	Zone	S _t choisit (cm)	Ø _t (mm)	A _t choisit (cm ²)	Choix des barres
Nervure Sens x-x	75×120	Courante	25	10	3,14	4T10
		Nodale	10		3,14	4T10
Nervure Sens y-y	75×120	Courante	25	10	4,71	6T10
		Nodale	10		4,71	6T10

- Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \{ \tau_u ; 0,4MPa \} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 0,66 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 1,67 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

✓ Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$:

Sens (x-x) : b = 75cm ; h = 110 cm ; d =99 cm

Sens (y-y) : b = 75 cm ; h = 110 cm ; d =99 cm

- Sens (x-x) :

L = 6 m ; P = 69.05 kN/ml → M₀ = 310.72 KN/ml

Tableau (VI .18): Ferrailage des nervures sens (x-x) pour $f_{c28}=30MPa$

	M _u (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	264.11	10,58	14,08	6T16+2T14	15,15
Appuis	155.36	6,20	14,08	6T16+2T14	15,15

- Sens (y-y)

L= 6,25m ; P = 69.05 kN/ml → M₀ = 986.32 KN/ml

Tableau (VI .19) :Ferrailage des nervures sens (y-y) pour $f_{c28}=30MPa$.

	M _u (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	838,03	26,11	14,08	6T20+4T16	26,91
Appuis	493.16	15,14	14,08	6T16+2T14	15,15

Vérifications nécessaires :

1/ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = < A_{SCAL} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2/ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau (VI .20) : Vérification des contraintes pour $f_{c28}=30MPa$

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	261,46	14,08	21	3,17	27	189,3	252,8	OK
	y-y	635,60	26,91	28	5,99	27	246,4	252,8	OK
Appuis	x-x	153,80	14,08	21	1,86	27	111,3	252,8	OK
	y-y	373,88	15,15	22	4,1	27	241,7	252,8	OK

3/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 4,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

avec $T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{69.05 \times 6.31}{2} = 343.66kN$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{343.66 \times 10^3}{750 \times 500} = 0.91MPa < \bar{\tau}_u = 4,5MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifie 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* S_t \leq \text{Min}(15\phi \text{ min}; 40cm; a + 10cm) = 18 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,755MPa$$

- **RPA99 modifie en 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

- * $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 14,40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$

- * $S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

- Avec :

- $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 12 \text{ cm}$ et $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 6,66 \text{ mm}$

- $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 0,91 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 3,3 \text{ MPa}$; $b = 75 \text{ cm}$; $d = 99 \text{ cm}$.

Tableau (VI .21) : Espacement des armatures transversales pour $f_{c28}=30\text{MPa}$..

	Section (cm ²)	Zone	S _t choisit (cm)	Ø _t (mm)	A _t choisit (cm ²)
Nervure Sens x-x	75×110	Courante	60	40	20
		Nodale	14,40		10
Nervure Sens y-y	75×110	Courante	60	40	20
		Nodale	14,40		10

Tableau (VI .22) : Choix des armatures transversales pour $f_{c28}=30\text{MPa}$.

	Section (cm ²)	Zone	S _t choisit (cm)	Ø _t (mm)	A _t choisit (cm ²)	Choix des barres
Nervure Sens x-x	75×110	Courante	25	10	3,14	4T10
		Nodale	10		3,14	4T10
Nervure Sens y-y	75×110	Courante	25	10	4,71	6T10
		Nodale	10		4,71	6T10

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \{ \tau_u ; 0,4 \text{ MPa} \} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 0,66 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 1,67 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

❖ **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 $3\text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{m} \times 1,2 = 3,60\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration})$$

Donc on prend $4\text{T}12 = 4,53\text{cm}^2$

VI.4. Schéma De Ferrailage Du Radier Générale:

1-La dalle :

✓ Pour $f_{c28}=25\text{ MPa}$:

- Sens X-X :

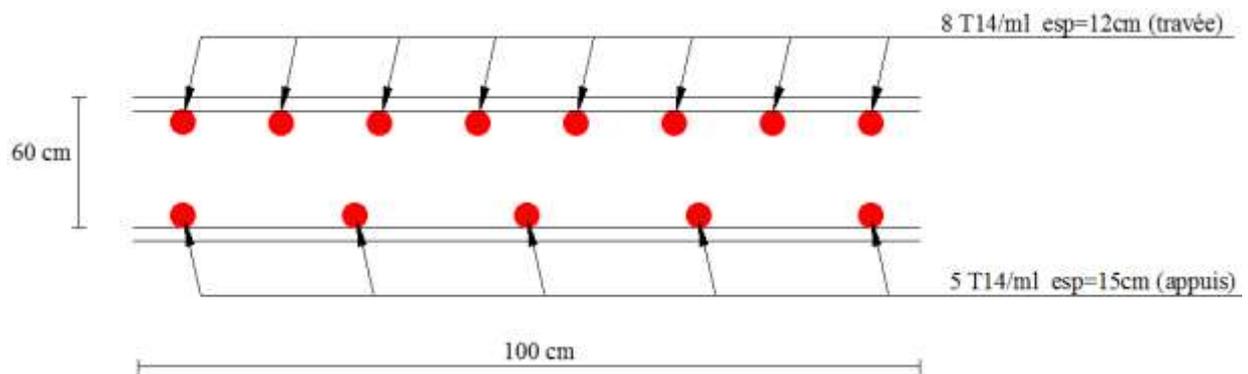


Figure (VI.6).Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (X-X) :

- Sens Y-Y :

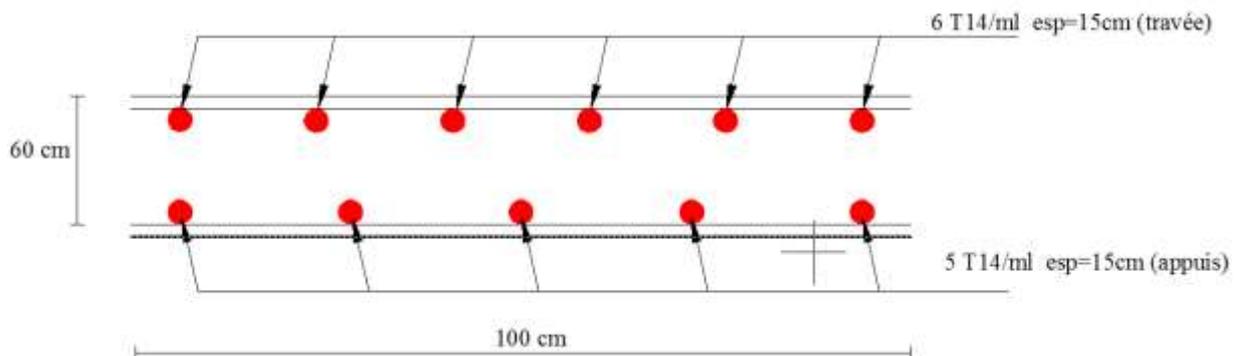


Figure (VI.7).Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (Y-Y) .

✓ Pour $f_{c28} = 30\text{MPa}$:

- Sens X-X :

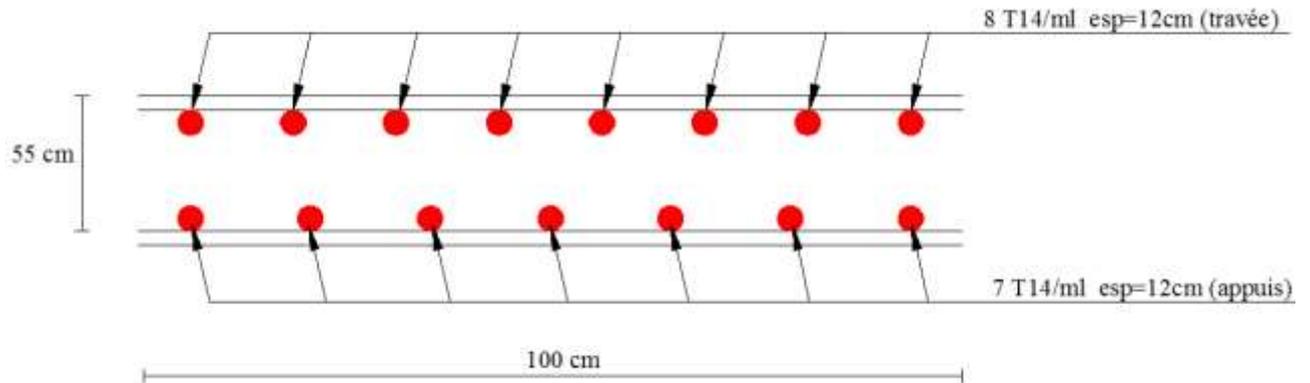


Figure (VI.8).Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (X-X)

- Sens Y-Y :

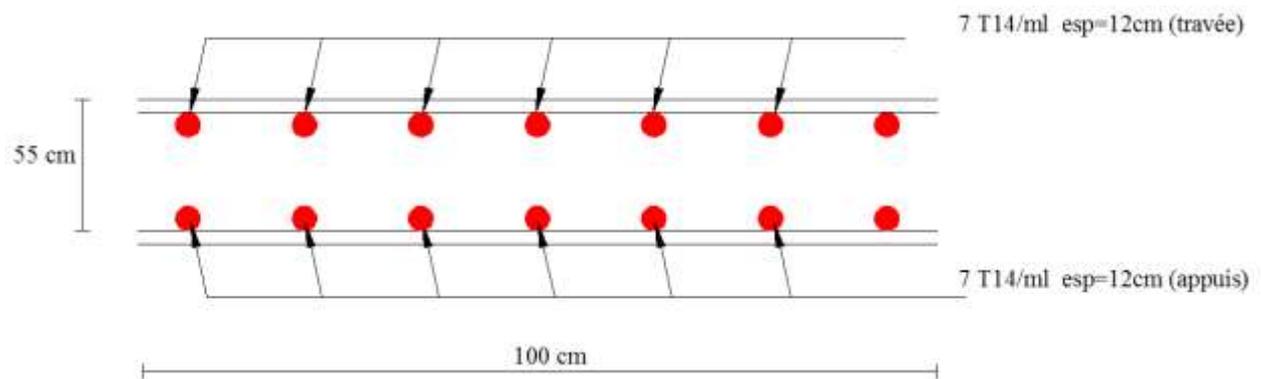
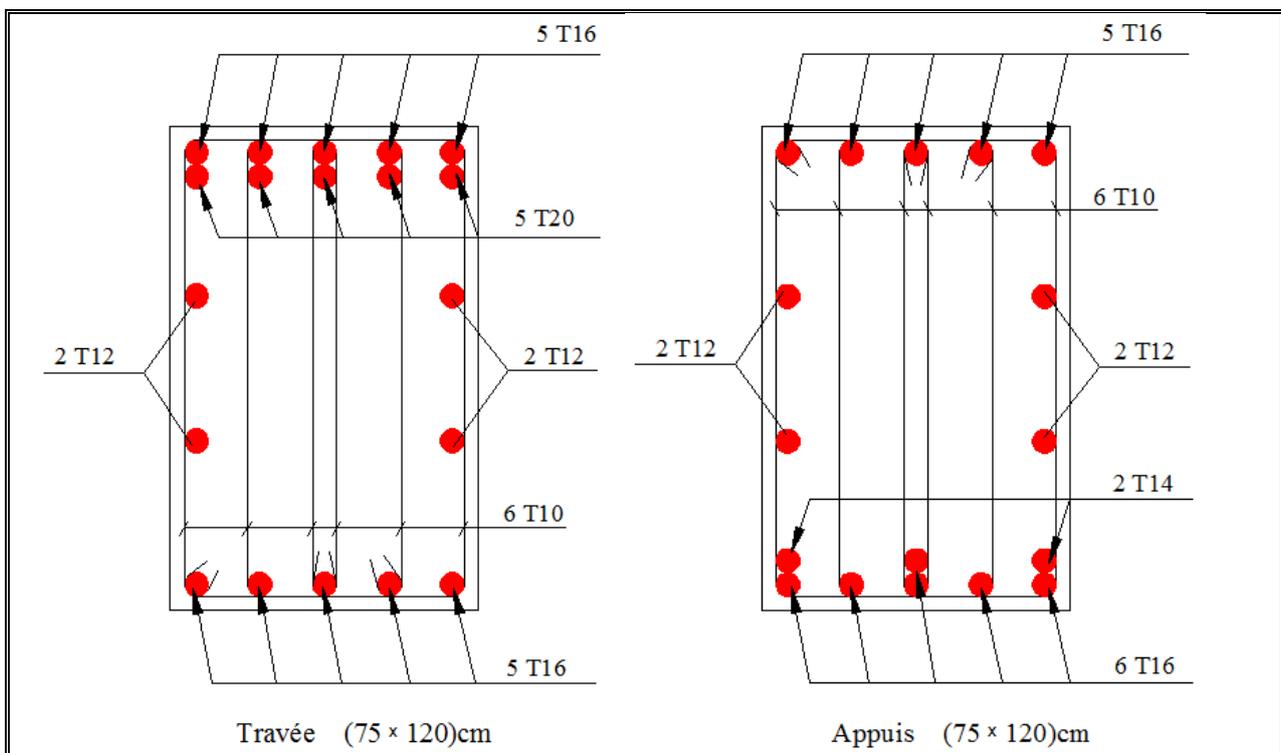
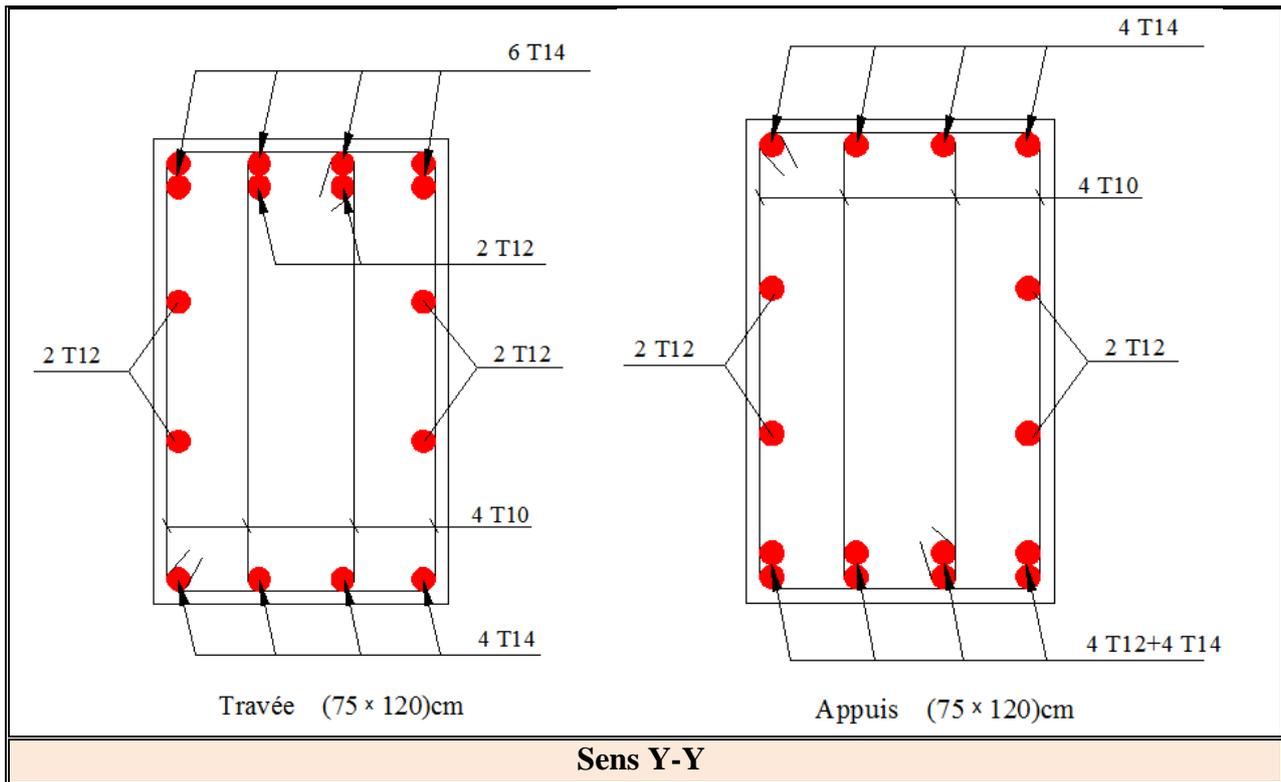


Figure (VI.9). Schéma de ferrailage de radier en travée et appuis Sens (Y-Y).

2- Nervure :

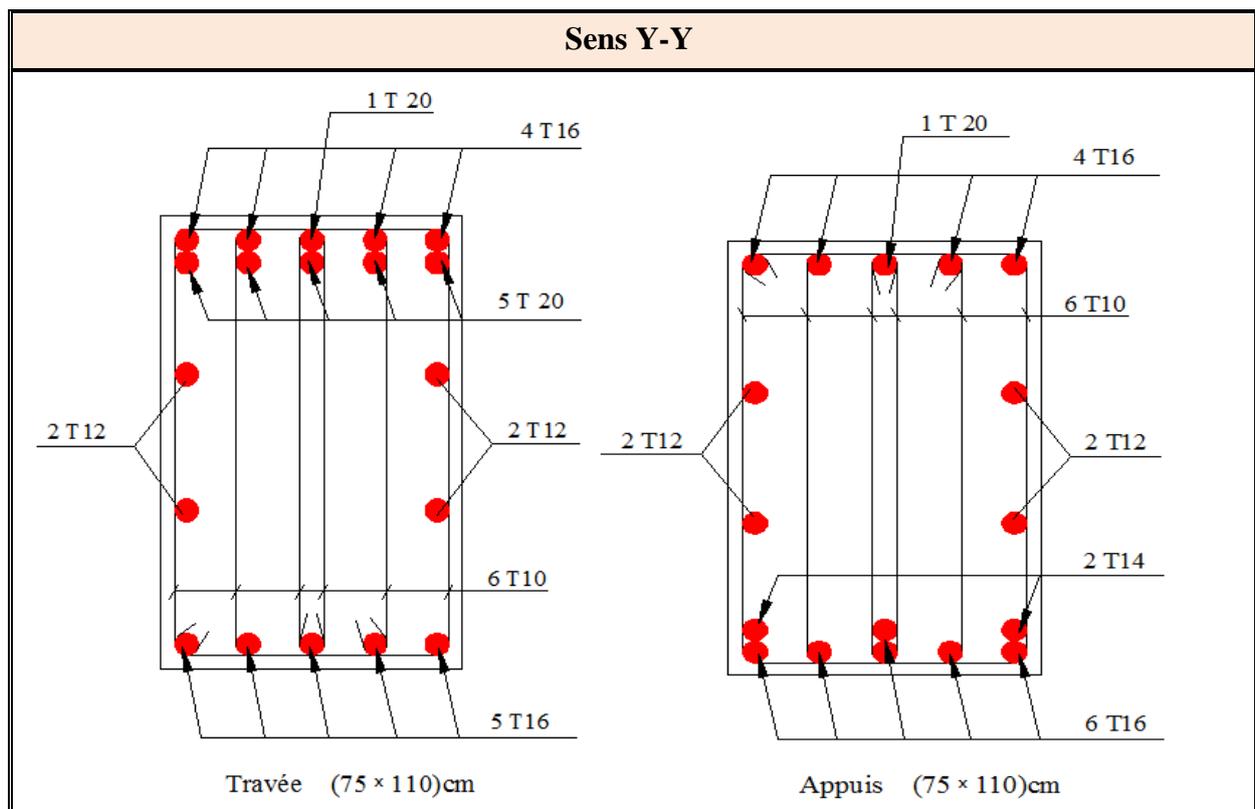
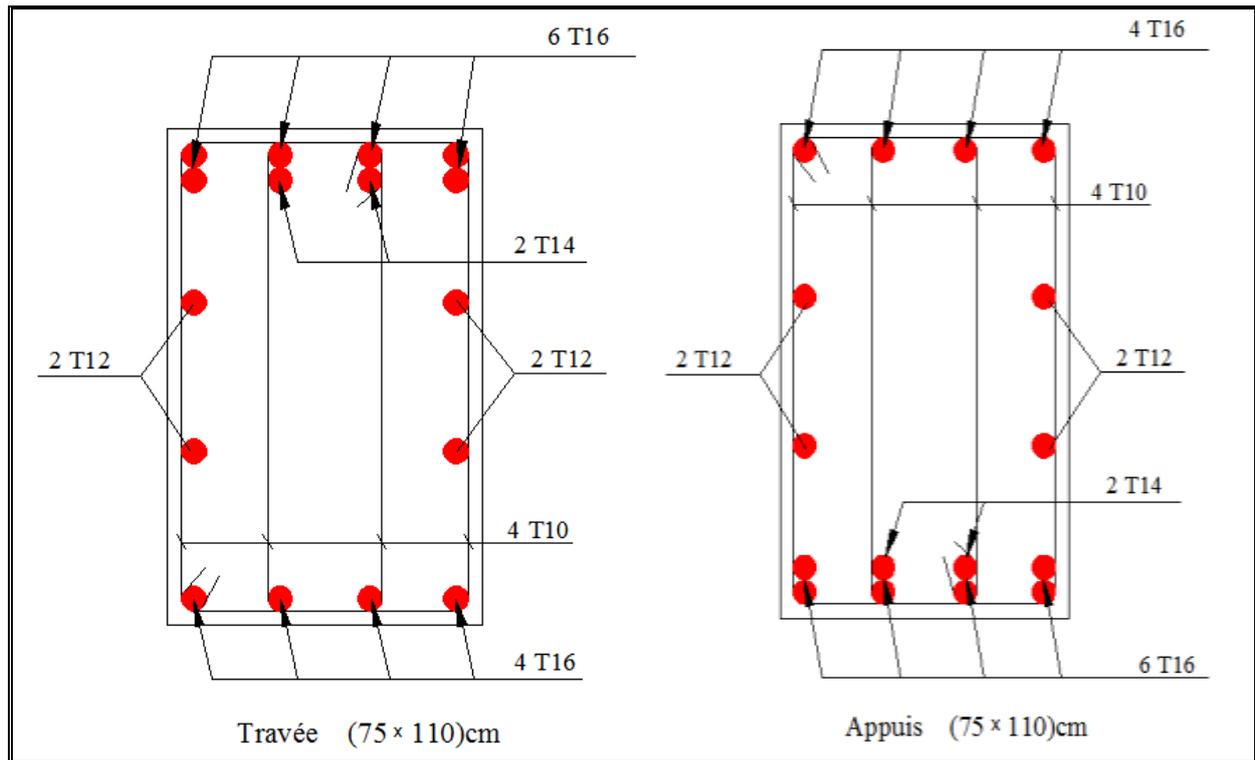
✓ Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

Tableau (VI .23) :ferrailages des Nervure Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$



✓ Pour $f_{c28}=30$ MPa :

Tableau (VI .24) : ferrailages des Nervure Pour $f_{c28}=30$ MPa



CHAPITRE VII

Étude Comparative

VII.1.Introduction :

Nous avons fait l'étude et le dimensionnement de notre structure en béton armé pour comparer la variation de résistance du béton sur le calcul de la structure selon deux aspects économiques :

1- Section d'armateur.

2- Section de béton.

3- Contrôle de 30 MPa

Pour notre comparaison :

- On prend le béton $f_{c28}=25$ MPa comme une référence (gagné).
- On prend le béton $f_{c28}=30$ MPa comme une référence (perdu).

VII.2. Les poteaux :**VII.2.1 Béton :**

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (VII.1) : les sections des poteaux

	25MPa	30MPa
NIVEAUX	B(cm²)	B(cm²)
8	30×30	30×30
7	30×30	30×30
6	35×35	30×30
5	40×40	30×30
4	40×40	30×30
3	45×45	30×30
2	50×50	35×35
1	50×50	35×35
RDC	55×55	40×40

- La variation des sections de béton en fonction de l'étage :

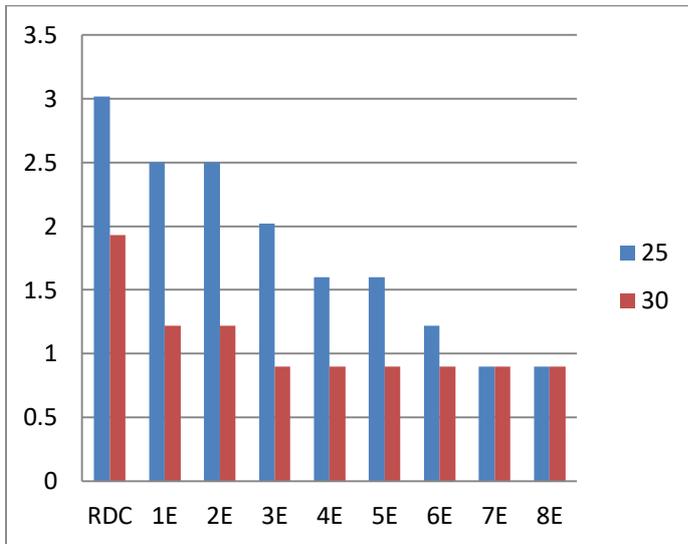


Figure (VII.1) : Les variations de section de béton en fonction de l'étage.

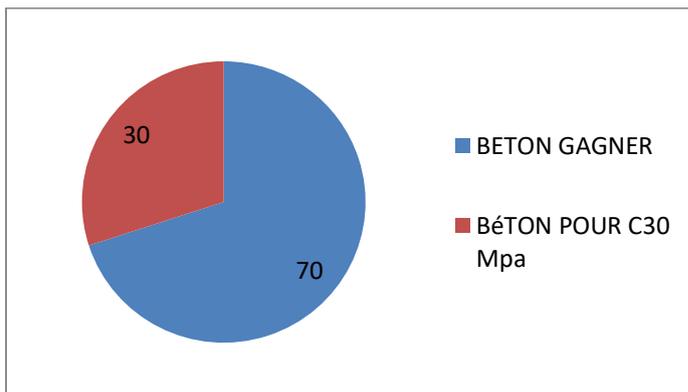


Figure (VII.2) : pourcentage de béton des poteaux pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$ MPa.

VII.2.2. Acier :

VII.2.2.a-longitudinal :

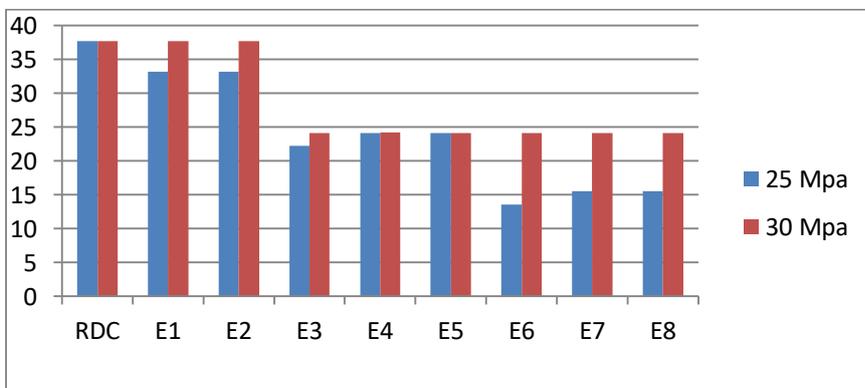


Figure (VII.3) : Les variations de section d'acier longitudinal en fonction de l'étage.

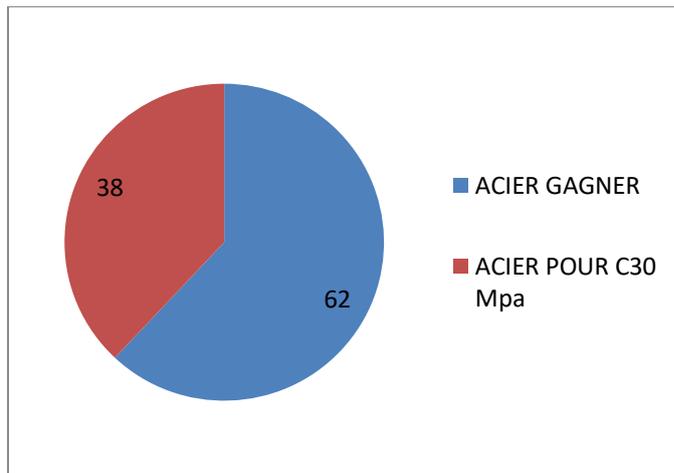


Figure (VII.4) : Le pourcentage d'acier longitudinal des poteaux pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$ MPa.

Commentaire :

La section de béton dans les poteaux pour $f_{c28}=25$ MPa reste toujours supérieure à la section des poteaux pour $f_{c28}=30$ MPa à cause de l'augmentation de la charge, sauf pour le 8^{ème} étage puisque on prend la section minimum de RPA.

La section d'acier dans les poteaux pour $f_{c28}=30$ MPa supérieure à la section des poteaux pour $f_{c28}=25$ MPa à cause de l'augmentation de la dimension des poteaux, puisque on prend la section d'acier minimum de RPA pour les deux type.

VII.3. Les poutres :

Tableau (VII.2) : Les dimensions des poutres.

f_{c28} (MPa)	25	30
Poutre porteuse (cm ²)	(40×60)	(35×60)
Poutre non porteuse (cm ²)	(30×35)	(30×35)

VII.3.1. Béton :

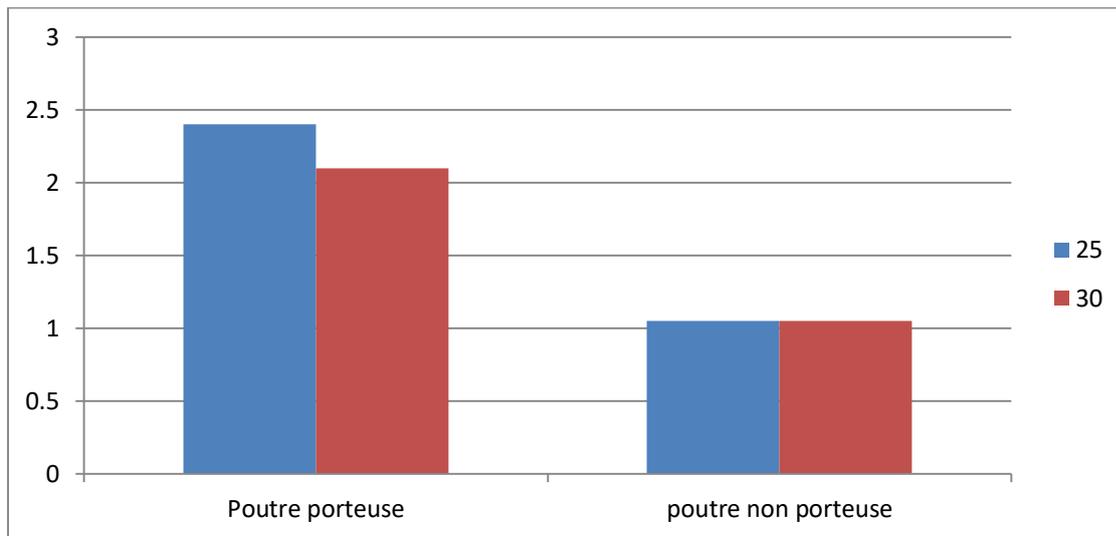


Figure (VII.5) : variations de section de béton en fonction de type de poutre.

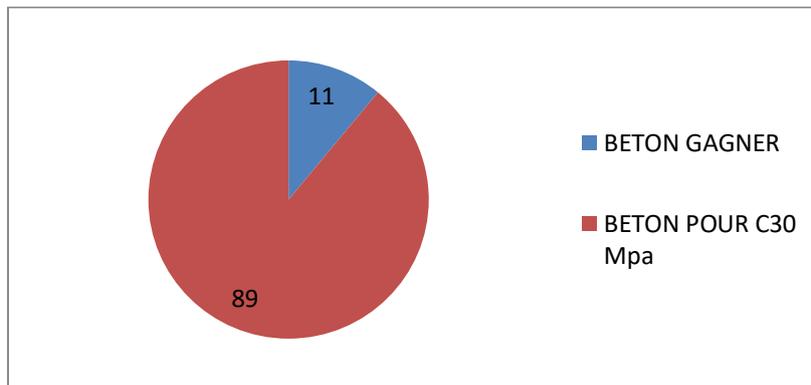


Figure (VII.6) : pourcentage de béton des poutres pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$ MPa.

VII.3.2. Acier :

VII.3.2.1. Poutre porteuse :

- Appuis :

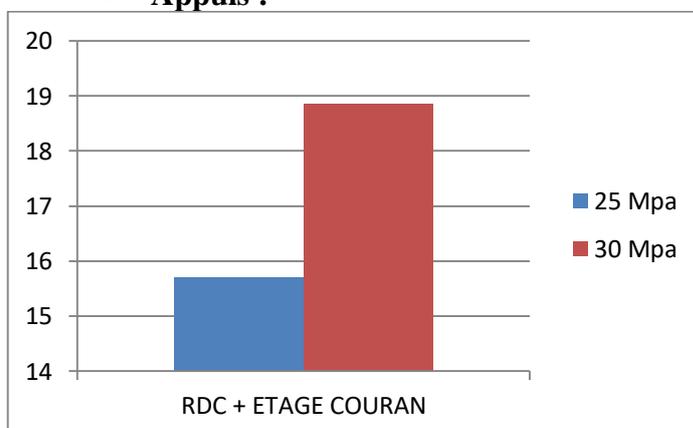


Figure (VII.7) : Les variations de section d'acier de l'appui en fonction de l'étage.

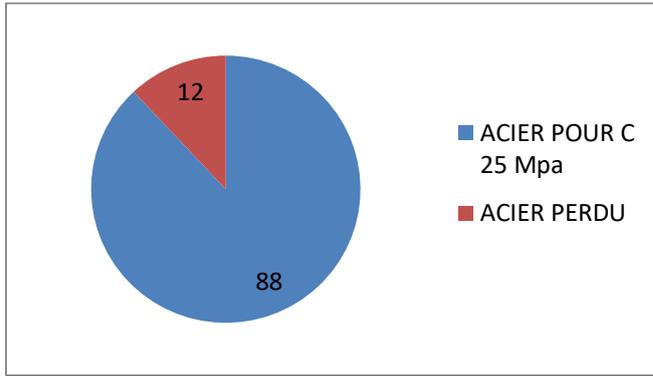


Figure (VII.8) :Le pourcentage d’acier d’appuis pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.

- Travée :

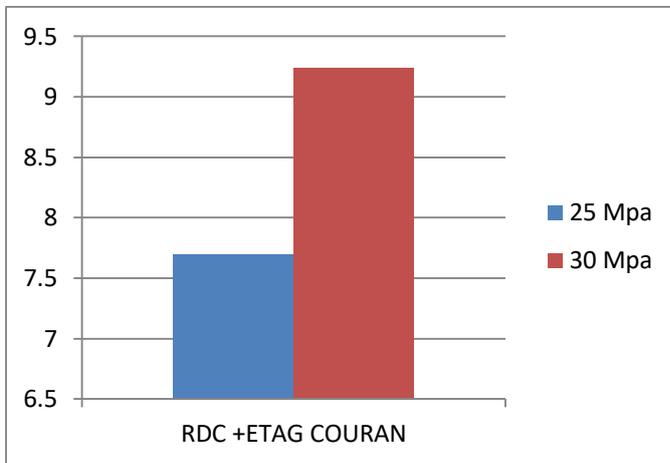


Figure (VII.9) : Les variations de section d’acier de travée en fonction de l’étage.

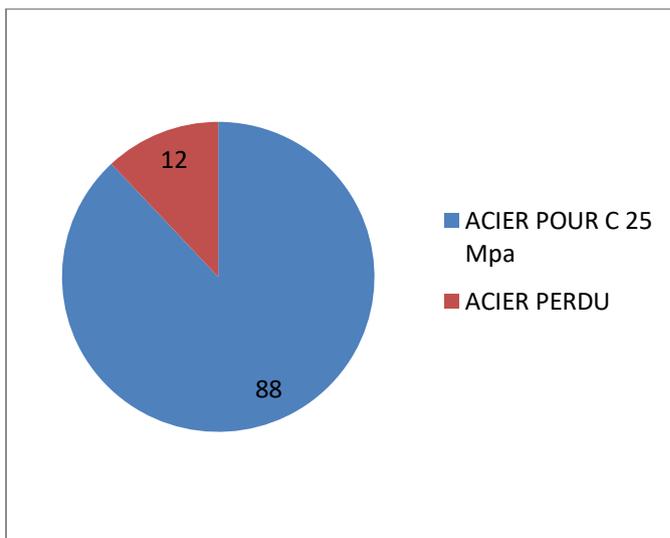


Figure (VII.10) :Le pourcentage d’acier de travée pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.

Commentaire :

La section de béton dans les poutres porteuse pour $f_{c28}=25$ MPa supérieure a la section des poutres pour $f_{c28}=30$ MPa a cause de l'augmentation de la charge qui influe directement sur le condition de flèche, et ce dernier exige de l'augmentation de la section de béton.

La section d'acier dans les poutres porteuse pour $f_{c28}=30$ MPa supérieure a la section des poutres pour $f_{c28}=25$ MPa a cause de l'augmentation de la charges.

VII.4. L'acrotère :

VII.4.1. Béton : le volume de béton pour $f_{c28}=25$ MPa est égale a le volume de béton pour $f_{c28}=30$ MPa.

VII.4.2. Acier : la section d'acier pour $f_{c28}=25$ MPa est égale a la section d'acier pour $f_{c28}=30$ MPa.

VII.5. Poutrelles :

VII.5.1. Béton : le volume de béton pour $f_{c28}=25$ MPa est égale a le volume de béton pour $f_{c28}=30$ MPa

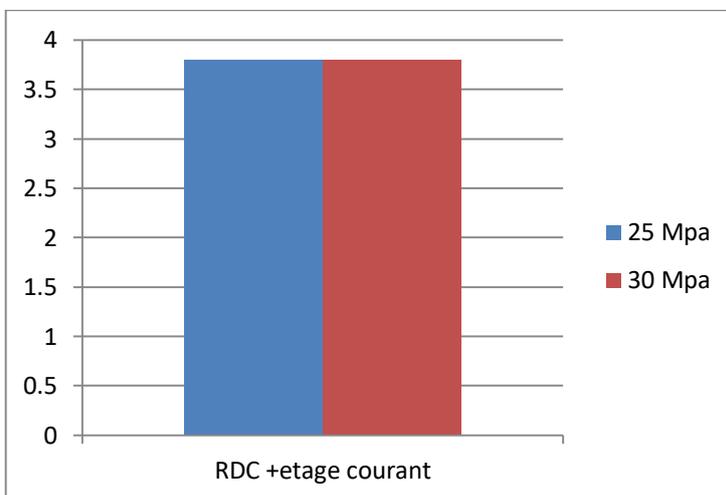
VII.5.2. Acier :**- En apuis**

Figure (VII.11) : Les variations de section d'acier de l'appui en fonction de l'étage.

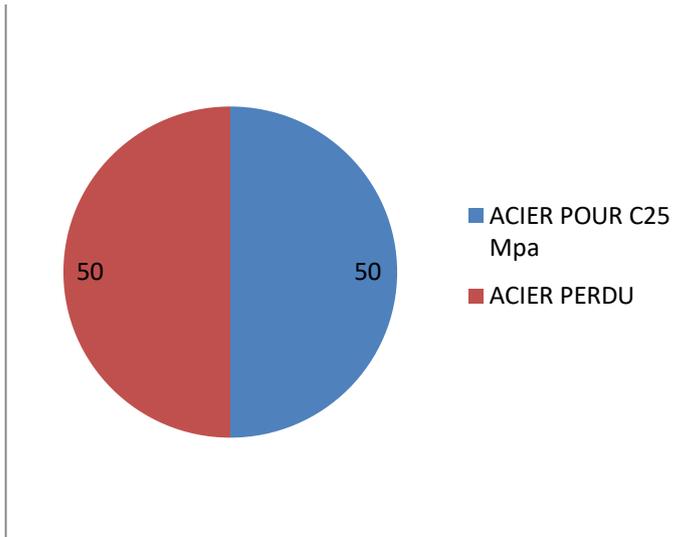


Figure (VII.12) : Le pourcentage d'acier d'appuis pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa

- En travée :

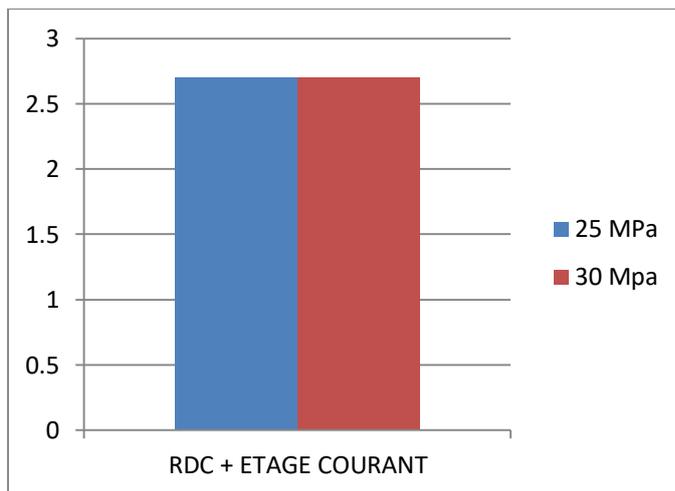


Figure (VII.13) : Les variations de section d'acier de travée en fonction de l'étage.

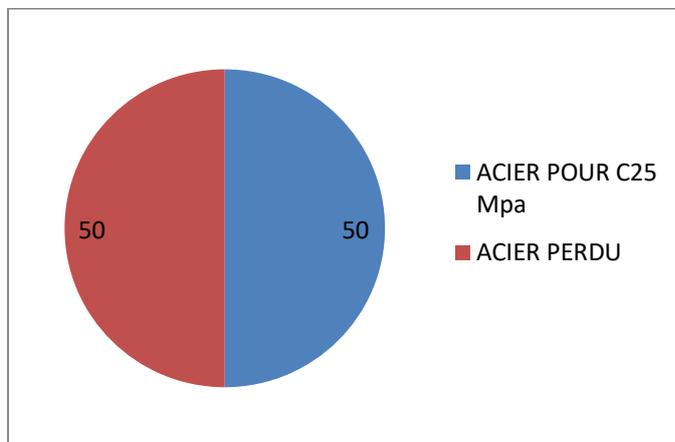


Figure (VII.14) : Le pourcentage d'acier de travée pour les poutres pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.

Commentaire :

La section d'acier dans les poutres porteuse et les poutres non porteuse pour $f_{c28}=30$ MPa est égale à la section d'acier des poutres pour $f_{c28}=25$ MPa .

VII.6. Escalier :

VII.6.1. Béton : le volume de béton pour $f_{c28}=25$ MPa est égale à le volume de béton pour $f_{c28}=30$ MPa.

VII.6.2. Acier : la section d'acier pour $f_{c28}=25$ MPa est égale à la section d'acier pour $f_{c28}=30$ MPa.

VII.7. Balcon :

VII.7.1. Béton : le volume de béton pour $f_{c28}=25$ MPa est égale à le volume de béton pour $f_{c28}=30$ MPa.

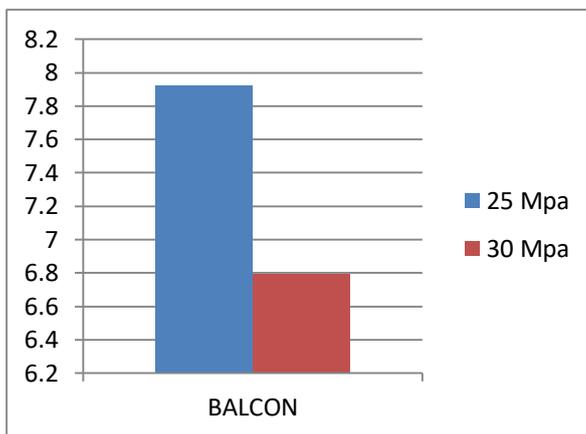
VII.7.2. Acier :

Figure (VII.15) : Les variations de section d'acier de travée en fonction de l'étage.

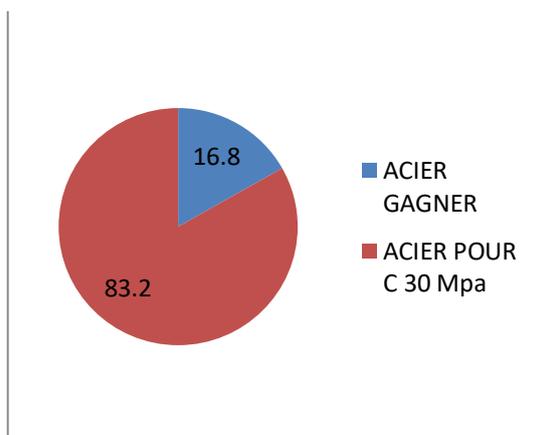


Figure (VII.16) : Le pourcentage d'acier pour les balcon pour $f_{c28}= 30$ MPa par rapport $f_{c28}=25$ MPa .

Commentaire :

La section d'acier dans les balcons pour $f_{c28}=30$ MPa inférieure a la section d'acier des balcons pour $f_{c28}=25$ MPa a cause de l'augmentation des contrainte des armature tendu.

VII.8. Les voiles :

Disposition des voiles : FC28= 25 MPa ET FC28=30

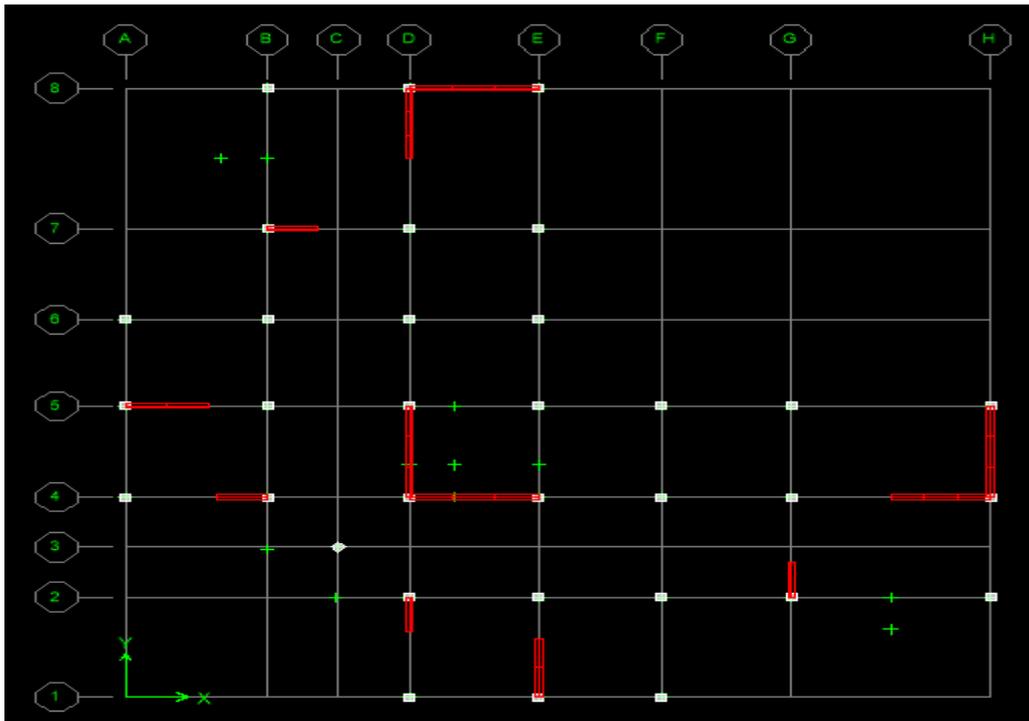


Figure (VII.17): Les Disposition des voiles .

VII.8.1. Béton le volume de béton pour $f_{c28}=25$ MPa est égale a le volume de béton pour $f_{c28}=30$ MPa.

VII.8.2. Acier :

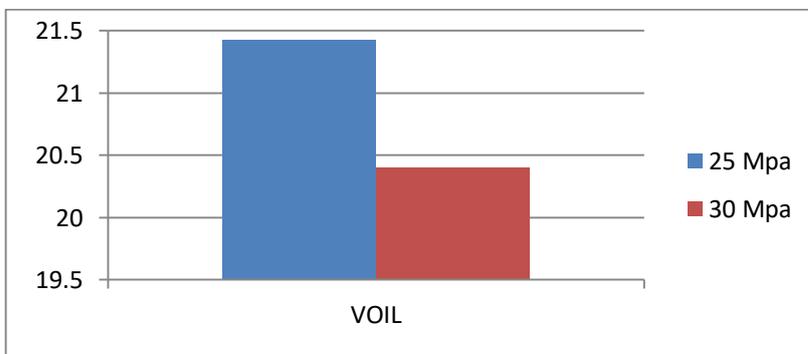


Figure (VII.18): La section d'acier des voiles

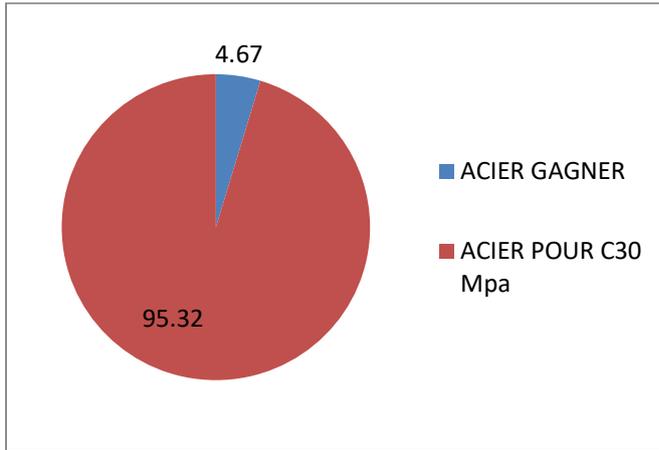


Figure (VII.19) : Le pourcentage d’acier pour les voiles pour $f_{c28}=30$ MPa par rapport pour $f_{c28}=25$ MPa

VII.9. Radier :

VII.9.1. Béton :

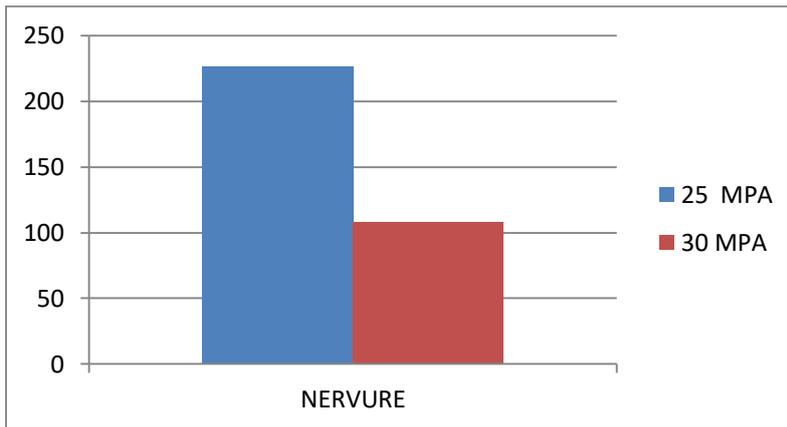


Figure (VII.20): Le volume de béton de radier

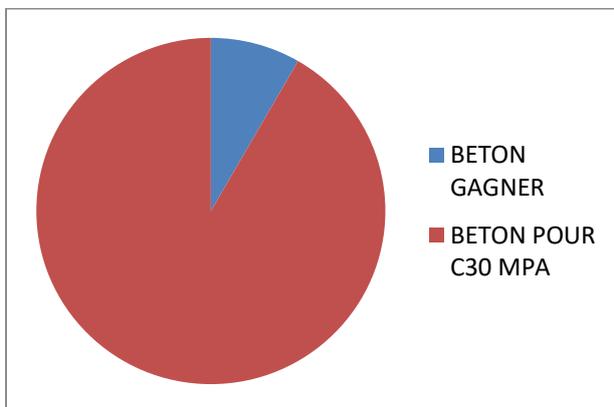


Figure (VII.21) : Le pourcentage de béton pour le radier pour $f_{c28}= 25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.

VII.9.2. Acier :

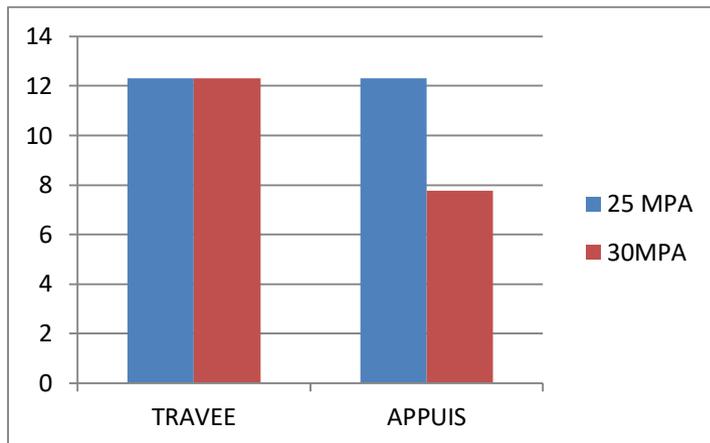


Figure (VII.22): La section d'acier de radier

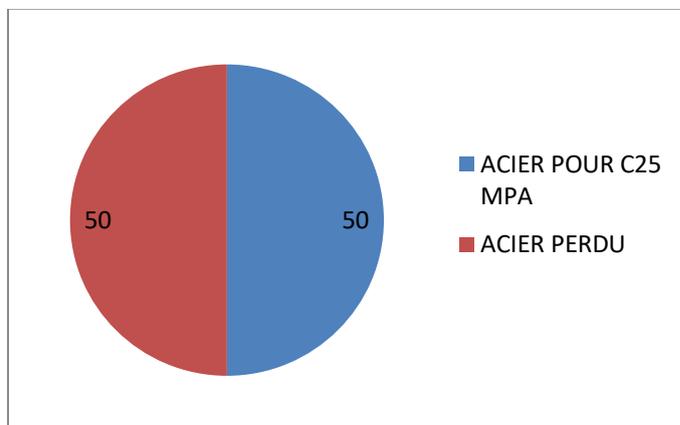


Figure (VII.23) : Le pourcentage d'acier de travée pour le radier $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.

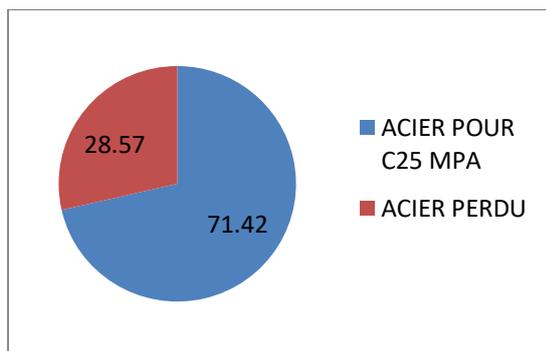


Figure (VII.24) : Le pourcentage d'acier de l'appuis pour le radier $f_{c28}=25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.

Commentaire:

La quantité de béton dans le radier pour $f_{c28}=25$ MPa supérieure a la quantité de béton de radier pour $f_{c28}=30$ MPa pour vérifier la condition de rigidité (pré dimensionnement).

La section d'acier dans le radier pour $f_{c28}=30$ MPa supérieure a la section d'acier de radier pour $f_{c28}=25$ MPa a cause de exigence de l'RPA pour la condition de non fragilité .

VII.10. Nervure :

VII.10.1. Béton :

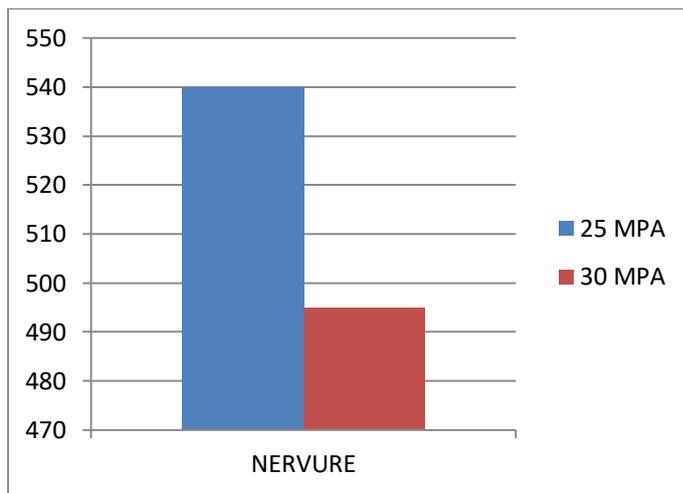


Figure (VII.25): Le volume de béton des nervures.

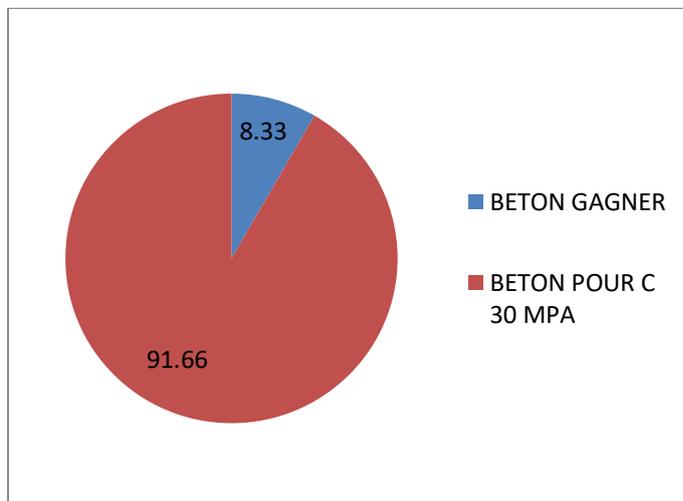


Figure (VII.26) : Le pourcentage de béton pour les nervures de pour $f_{c28}= 25$ MPa par rapport $f_{c28}=30$ MPa.

VII.10.2 Acier :

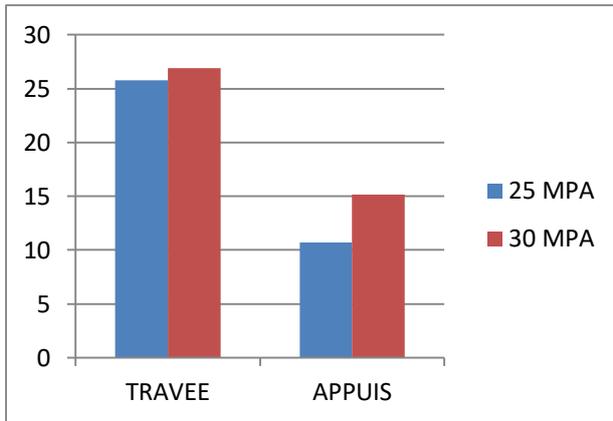


Figure (VII.27): La section d'acier des nervures

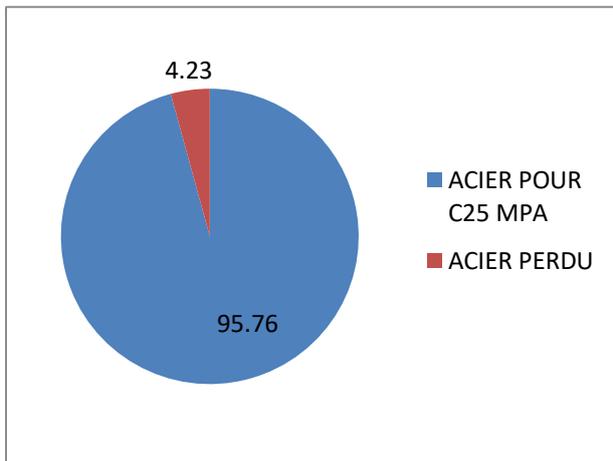


Figure (VII.28) : Le pourcentage d'acier de travée pour les nervures pour $f_{c28}=25$ MPa par rapport pour $f_{c28}=30$ MPa.

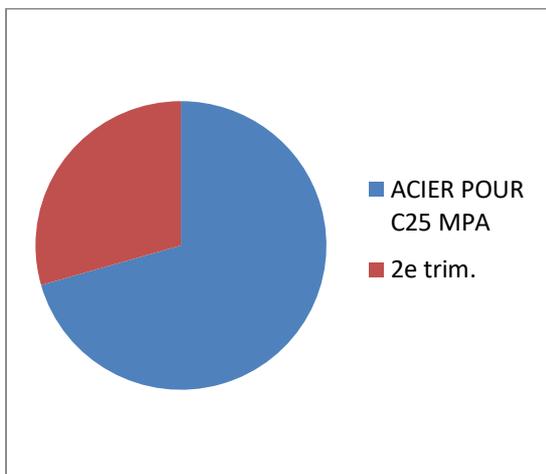


Figure (VII.29) : Le pourcentage d'acier de l'appuis pour les nervure pour $f_{c28}= 25$ MPa par rapport pour $f_{c28}=30$ MPa .

Commentaire :

La quantité de béton dans les nervures pour $f_{c28}=25$ MPa supérieure a la quantité de béton des nervure pour $f_{c28}=30$ MPa pour vérifier la condition de rigidité (pré dimensionnement).

La section d'acier dans les nervures pour $f_{c28}=30$ MPa supérieure a la section d'acier des nervure pour $f_{c28}=25$ MPa a cause de exigence de l'RPA pour la condition de non fragilité

VII.11. Voile périphérique :

VII.11.1. Béton : le volume de béton pour $f_{c28}=25$ MPa est égale a le volume de béton pour $f_{c28}=30$ MPa.

VII.11.2. Acier : la section d'acier pour $f_{c28}=25$ MPa est égale a la section d'acier pour $f_{c28}=30$ MPa.

Conclusion

L'étude de ce projet est une occasion de mettre en pratique et de développer les connaissances acquises durant toute notre formation.

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire, du fait qu'il nous permet d'avoir les dimensions des éléments structuraux, pour débiter notre étude.

L'étude dynamique est la partie la plus importante dans l'analyse de la superstructure, elle rendue possible grâce à logiciel ETABS, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA, CBA, BAEL,...etc).

Pour le contreventement et la disposition des voiles, on à constaté que leur bonne disposition est plus importante que le nombre de voile à placer dans une structure qui doit satisfaire à la condition de rigidité latérale mais aussi le ferrailage optimal de ces derniers.

L'utilisation des outils informatiques tel que le logiciel ETABS et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude. Néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas général

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Cas accidentel

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

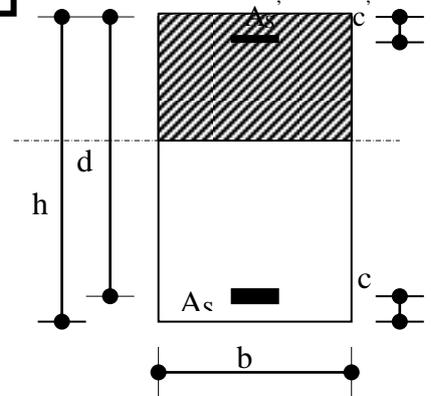
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

Oui

Non

μ

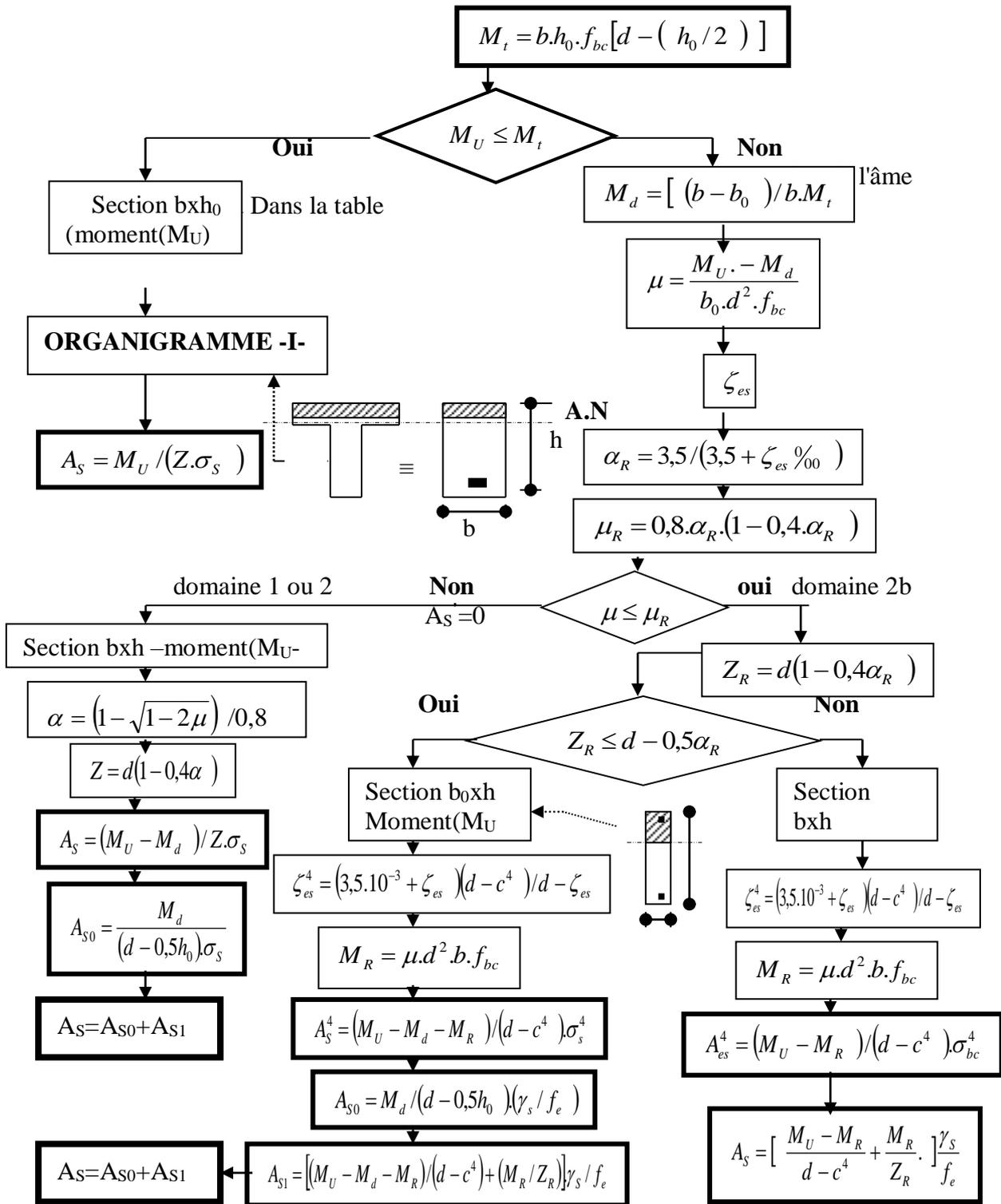
$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot \frac{0}{100} \cdot \left[\frac{1-\alpha}{\alpha} \right]$$

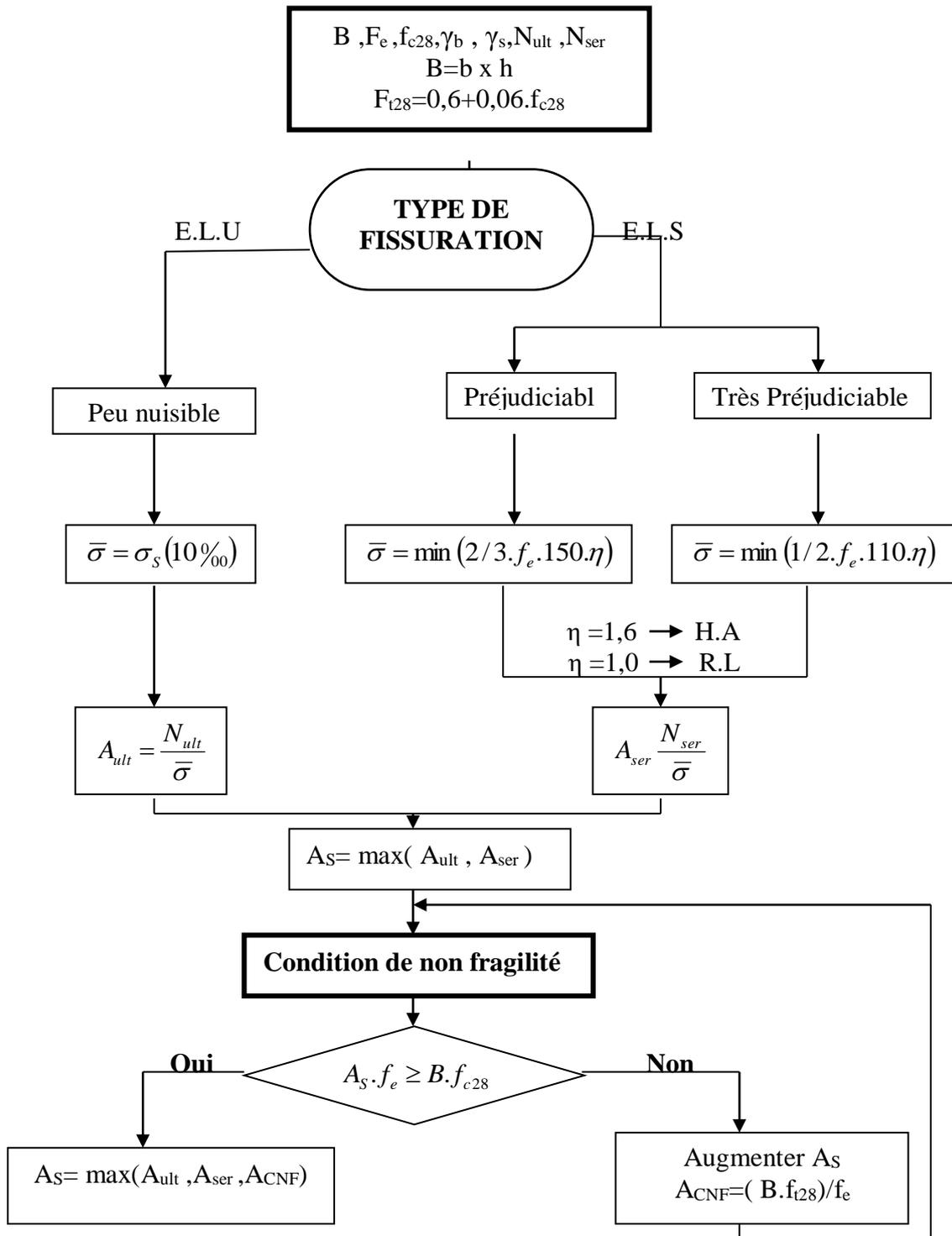
$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

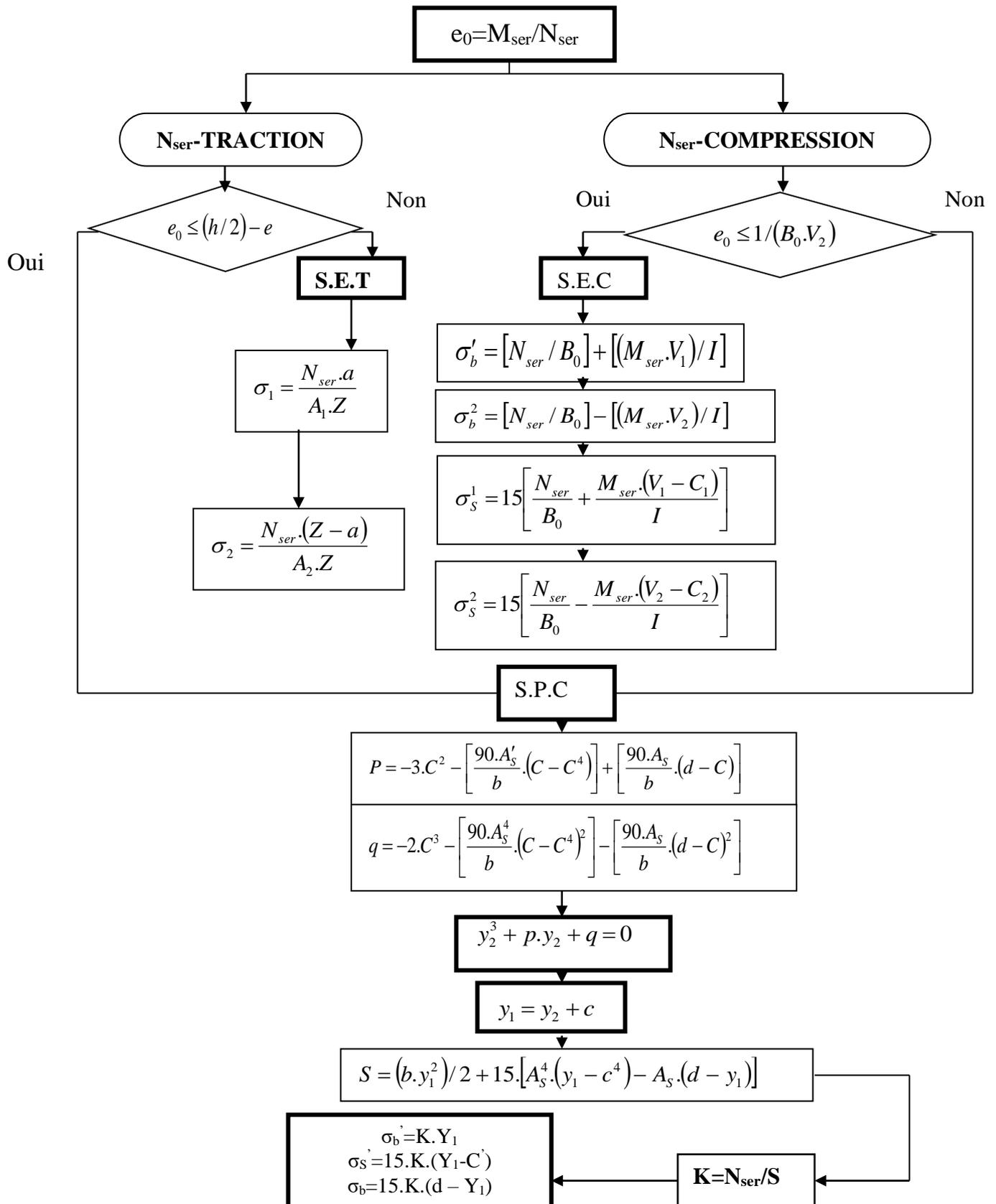
**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



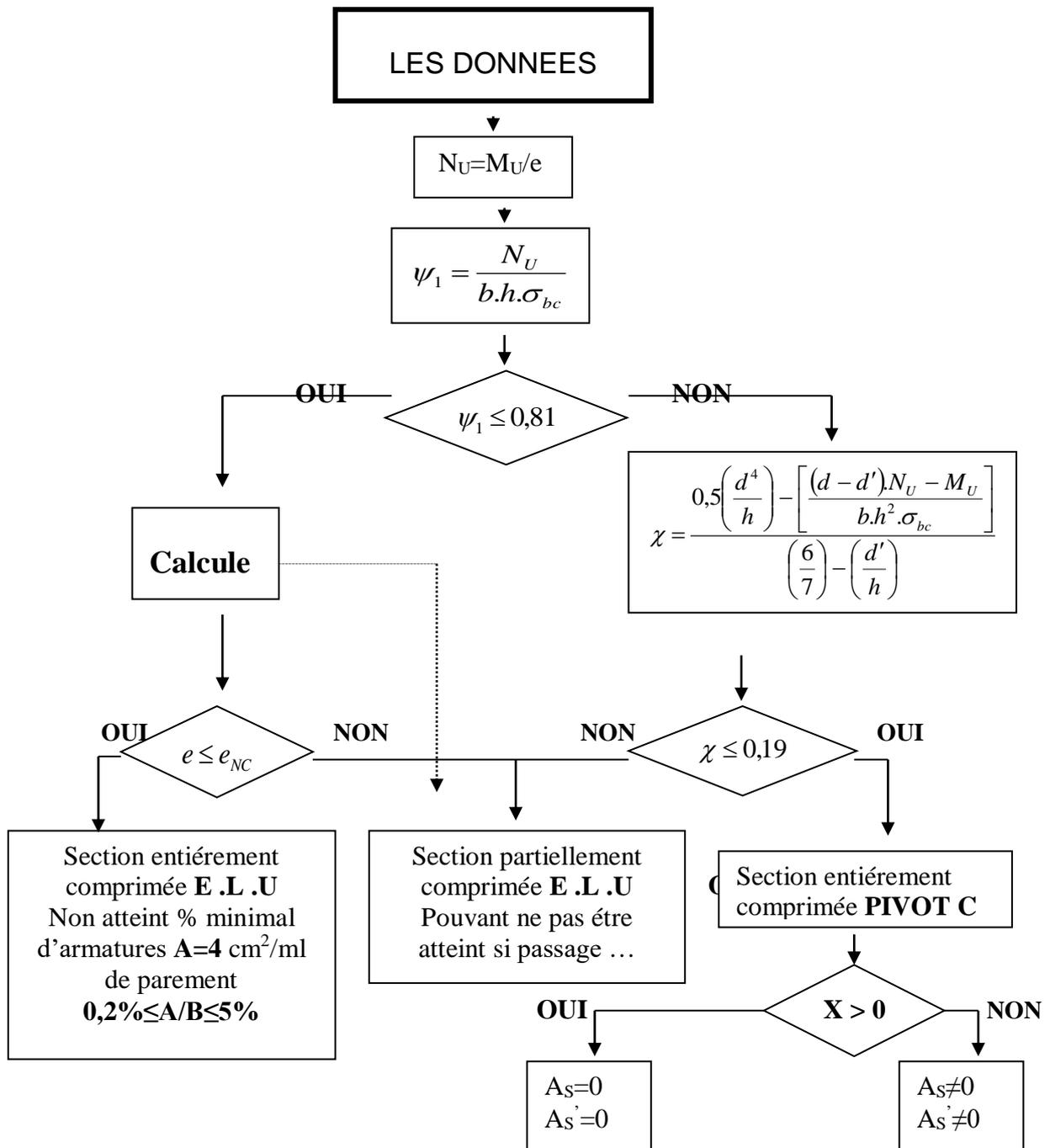
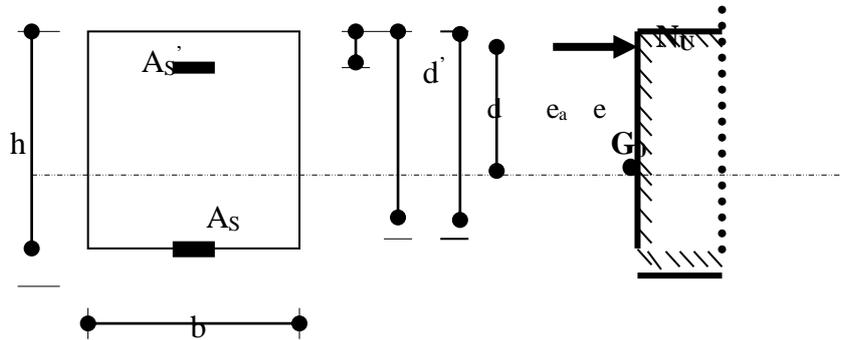
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



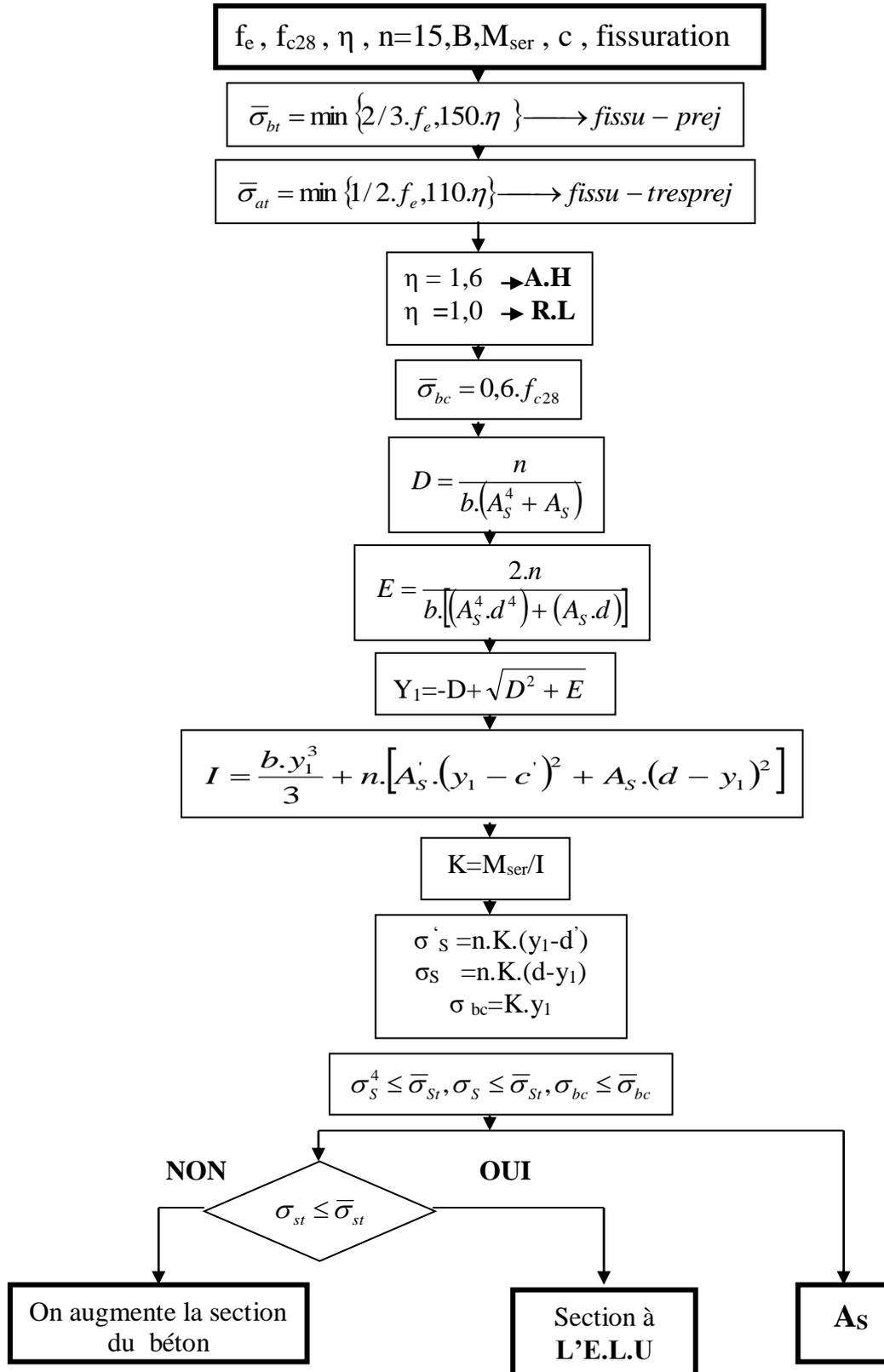
**ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



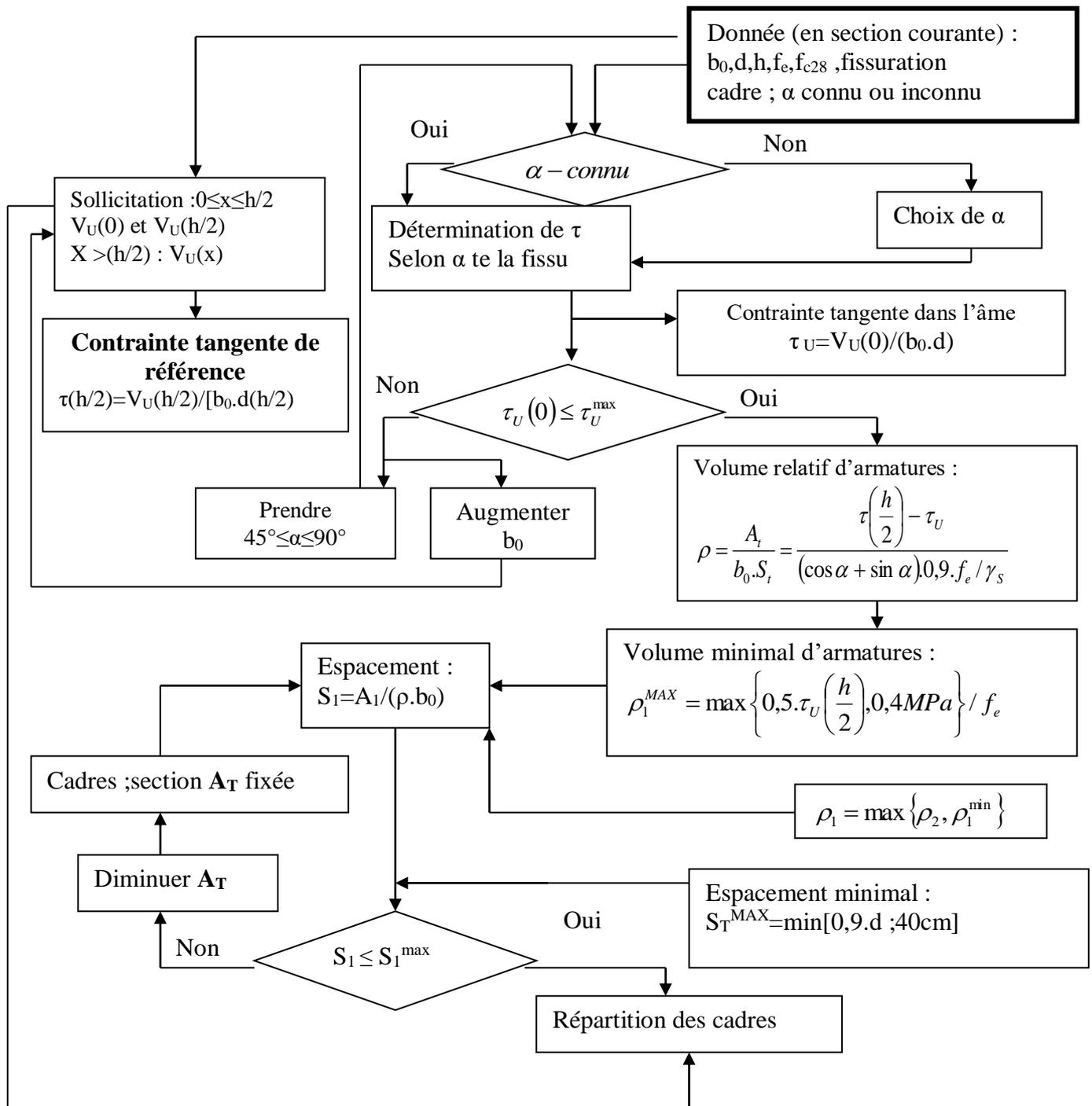
**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -VI-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-**



**ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**



RÉFÉRENCES

1. BAEL 91modifié 99
 2. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003
 3. Formulaire du Béton Armé:
 4. Conception et calcul des structures de bâtiment
 5. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
 6. Calcul des ouvrages en béton suivent les règles BAEL.91
 7. Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91,
-