

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme D'Ingénieur d'Etat en génie civil
Option : Matériaux et structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+10+sous sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{er} . KERROUCHE Tarik
M^{er} . HAMAS Hamza

Encadreur :

M^{er} . Tahakourt

Jury:

Promotion 2016-2017

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M. Tahakourk . N pour ses conseils, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à la réalisation ce travail.

Tarik & Hamza

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été la pour moi, et qui mon

donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance

afin de me voir devenir ce que je suis,

merci mes parents.

A mon très chers frères : lyes qui a sacrifié toute sa vie afin de

me voir devenir ce que je suis, merci mon frère..

A mes très chères sœurs : Kenza et chaima et maroua qui m'ont

aidé durant les moments les plus pénibles.

A toute ma famille sans exception.

A mon binôme Tarik et sa famille.

A ma sousou

A mes amis (amer et samir fafi ,aidouche salim)

A tous mes meilleurs amis.

H. Hamza

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père .

A ma très chère grand-mère à qui je souhaite une longue vie.

A ma très chère mère qui veillé sur moi pendant toute ma vie.

*A mes très cher frère (Zahir et boualem) qui m'ont
soutenu et encouragé durant toutes mes études.*

*A mes très chères sœurs (Nadia et Loulikha et Hassina) que je les aime
beaucoup.*

A toute ma famille.

A mon binôme Hamza et sa famille.

A la coutcoute lydia

A mes amis (amer et amir et said , fahem ,mazigh ,rachi)

A tous mes amis sans exception.

K.Tarik

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : *Généralité*

I.1	Introduction.....	01
I.2.	Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3.	Données géotechniques du site	01
I.4.	Caractéristiques des matériaux	02
I.5.	Actions et sollicitations	06
I.6.	Sollicitation de calcul	07
I.7.	Conclusion	07

Chapitre II : *Pré dimensionnement des éléments*

II.	Introduction	08
II.1.	Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	08
II.2.	Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	20
II.3.	Conclusion.....	37

Chapitre III : *Etude des éléments secondaires*

III.1.	Introduction.....	39
III.2.	planchers à corps creux	39
III.3.	Dalle pleines.....	72
III.4.	Les Escaliers.....	87
III.5.	Calcul de la poutre brisée de l'escalier à trois volée.....	96
III.6.	Calcul des poutres de chainages.....	102
III.7.	Calcul des poutres noyée.....	104
III.8.	L'ascenseur.....	107
III.9.	Etude de l'acrotère.....	114
III.10.	Conclusion.....	120

Chapitre IV : *Etude dynamique*

	Introduction.....	121
IV.1.	Méthodes de calcul.....	121
IV.2.	Justification de l'interaction voile-portique.....	128
IV.3.	Vérification de la résultante de la force sismique.....	130
IV.4.	Vérification de l'effort normal réduit.....	130
IV.5.	Justification vis-à-vis de déplacement.....	131
IV.6.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	132
IV.7.	Conclusion.....	134

Chapitre V : <i>Calcul des éléments principaux</i>	135
V.1. Introduction	135
V.2. Etude des poutres.....	145
V.3. Etude des poteaux.....	158
V.4. Etude des voiles.....	167
V.5. Etude des poteaux.....	168
V.6. Etude des poutres.....	169
V.7. Conclusion.....	
Chapitre VI : <i>Etude des fondations</i>	170
VI.1. Introduction	170
VI.2. Choix du type des fondations.....	170
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	171
VI.4. Vérification des semelles isolées.....	171
VI.5. Vérification des semelles filantes.....	172
VI.6. Radier général.....	189
VI.7. Voile périphérique.....	194
VI.7.7. Conclusion.....	
Conclusion Générale	
Bibliographie	
Annexes	
Rapport de sol	
Les plans de la structure	

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Liste des Tableaux

Tableau.I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.	5
Tableau.II.2. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	12
Tableau.II.3. Évaluation des charges du plancher	13
Tableau.II.3. Evaluation des charges dalle pleine	13
Tableau.II.4. Évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs	14
Tableau.II.5. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère	15
Tableau.II.6. Dimension des escalier type 2 (RDC)	17
Tableau.II.7. Evaluation des charges du palier	18
Tableau.II.8. Evaluation des charges de la volée	19
Tableau.II.9. La charge de l'ascenseur	20
Tableau.II.10. Descente de charge du poteau 01	26
Tableau.II.11. Descente de charge du poteau 02	31
Tableau.II.12. Vérifications	36
Tableau III.1. Charges et surcharges revenant aux poutrelles	43
Tableau III.2. Sollicitations à l'ELU	48
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS	49
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU	49
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS	50
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU.	50
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS	50
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU	56
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS	56
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU	57
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS	58
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU	58
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS	58
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU	58
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS	58
Tableau III.16. Sollicitation maximales.	59
Tableau III.17. Ferraillage des poutrelles	68
Tableau III.18. Récapitulatif du ferraillage des poutrelles A l'ELU dans les	68
Tableau III.19. Vérification au cisaillement	69
Tableau III.20. Vérification au cisaillement	69
Tableau III.21. Vérification des armatures longitudinales	69
Tableau III.22. Vérification des armatures longitudinales	70
Tableau III.23. Vérification des états limite de compression du béton	70
Tableau III.24. Vérification des états limite de déformation.	70
Tableau III.25. Résultats de ferraillage.	75
Tableau.III.26. Résultats de ferraillage.	80
Tableau.III.27. Tableau de ferraillage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis.	88
Tableau III.28. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	89
Tableau III.29. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	90
Tableau III.30. Résultats de ferraillage de la 2 ^{ème} partie.	91
Tableau III.31. Tableau de ferraillage de la partie 1	94
Tableau III.32. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	95
Tableau III.33. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier	96
Tableau.III.34. Armatures longitudinales dans la poutre brisée.	98
Tableau III.35. Ferraillage en travée et aux appui	103
Tableau III.36. Vérification des contraintes	103
Tableau III.37. Ferraillage en travée et aux appuis	105
Tableau III.38. Vérification des contraintes	105
Tableau III.39. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	106
Tableau III.40. Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie	111
Tableau III.41. Charge permanente revenant à l'acrotère	115
Tableau III.42. Combinaisons d'action de l'acrotère	116

Tableau.IV.1 :Période de vibration et taux de participation des masses modales	127
Tableau.IV.2 :Interaction sous charges verticales	128
Tableau.IV.3 :Interaction sous charges horizontales.	129
Tableau.IV.4 Interaction sous charges horizontales	130
Tableau.IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.	130
Tableau.IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.	131
Tableau.IV.7. Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).	131
Tableau.IV.8. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).	132
Tableau.IV.9. Vérification des effets P- Δ (sens x-x)	133
Tableau.IV.10. Vérification des effets P- Δ (sens y-y).	134
Tableau .V.6. Ferraillage des poutres principales et secondaires	139
Tableau .V.7. Vérification des contraintes tangentielles	141
Tableau .V.8. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	141
Tableau .V.9. Vérification de l'état limite de compression du béton	142
Tableau .V.10. Vérification de la flèche pour les poutres	142
Tableau .V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	146
Tableau .V.7. Sollicitations dans les poteaux	147
Tableau V.8. Ferraillage des poteaux	150
Tableau .V.9. Calcul des armatures transversales	151
Tableau .V.10. Vérification du flambement pour les poteaux	152
Tableau .V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	153
Tableau .V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	154
Tableau .V.13. Les moments résistants dans les poteaux	155
Tableau .V.14. Les moments résistant dans les poutres	155
Tableau .V.15. Vérification de la zone nodale	156
Tableau .V.16. Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // x-x	160
Tableau .V.17. Sollicitations max de calcul dans le voile Vx2 // x-x	160
Tableau .V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile Vx3 // x-x	161
Tableau .V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // y-y	161
Tableau .V.20. Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2 // y-y	161
Tableau .V.11. Sollicitations max de calcul dans le voile Vy3 // y-y	161
Tableau .V.22. Tableaux de ferraillage de voile Vx1	164
Tableau .V.23. Tableaux de ferraillage de voile Vx2	164
Tableau .V.24. Tableaux de ferraillage de voile Vx3	165
Tableau .V.25. Tableaux de ferraillage de voile Vy1	165
Tableau .V.26. Tableaux de ferraillage de voile Vy2	166
Tableau .V.27. Tableaux de ferraillage de voile Vy3	166
Tableau.V.28. Sollicitations dans les poteaux	167
Tableau.V.29. Ferraillage des poteaux	167
Tableau.V.30. Calcul des armatures transversales	167
Tableau.V.31. Ferraillage des poutres principales et secondaires	168
Tableau.VI.12. Section des armatures du radier.	178
Tableau.VI.13. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	180
Tableau.VI.14. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	180
Tableau.VI.15. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.	183
Tableau.VI.16. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.	183
Tableau.VI.17. Sollicitations max sur la nervure dans le sens longitudinal	184
Tableau.VI.18. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.	184
Tableau.VI.19. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y).	185
Tableau.VI.20. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens X-X).	185
Tableau.VI.21. Vérification de l'effort tranchant.	186
Tableau.VI.22. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	186
Tableau.VI.23. Vérification des contraintes.	187
Tableau.VI.24. Tableaux de ferraillages des nervures.	187
Tableau.VI.25. Section des armatures du voile périphérique.	191
Tableau.VI.26. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	193
Tableau.VI.27. Vérification des contraintes.	193

Listes des figures

Fig.I.1 Diagramme des contraintes déformation du béton	4
Fig.I.2. Diagramme contrainte déformation de l'acier	6
Fig. II.1. Les planchers à corps creux.	9
Fig.II.2. Schéma de la disposition des poutrelles	9
Fig.II.3. Schéma de poutrelle	10
Fig.II.4. Dalle avec ouverture pour ascenseur	11
Fig.II.5. Dalle pleines sur deux appuis	11
Fig.II.6. Dalle pleines sur trois appuis	12
Fig.II.7. Schémas de l'acrotère	14
Fig. II.8. Schéma de l'escalier	15
Fig. II.9. Vue en élévation et en plan de l'escalier	16
Fig. II.10. escalier de deux volée	17
Fig.II.11. schéma statique de 1 ^{er} volée type 2	17
Fig.II.12. Vue en élévation et en plan de l'escalier en bois	17
Fig.II.13. schéma statique ascenseur	20
Fig.II.14. Hauteur libre d'étage	22
Fig.II.15. Surface afférente du poteau 01	24
Fig.II.16. Surface afférente du poteau 02	29
Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travée	40
Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	40
Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	41
Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	41
Fig.III.5. Les Types de poutrelles	42
Fig.III.6. Poutrelle type 4	44
Fig III.7. Poutrelle type 2	49
Fig III.8. Poutrelle type 3.	50
Fig III.9. Poutrelle type 1.	51
Fig III.10. Poutrelle type 5	57
Fig III.11. Schéma de ferrailage des poutrelles	71
Fig III.12. Schéma de ferrailage de dalle compression.	72
Fig III.13. Dalle sur quatre appuis	72
Fig III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	77
Fig III.15. Dalle sur deux appuis	77
Fig III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis perpendiculaires.	83
Fig III.17. Dalle sur trois appuis	83
Fig III.18. Schéma statique escalier	87
Fig III.19. Schéma statique de la partie AB	87
Fig III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier	90
Fig III.20. Schéma statique de la partie 2	93
FigIII.22. Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} partie	93
Fig III.23. Schéma statique de la partie 1	94
Fig III.24. Schéma de ferrailage la partie 2	96
Fig III.25. Schéma de la poutre brisée	97
Fig.III.26: Section considérée dans le calcul à la torsion	101
Fig .III.27. Schéma de ferrailage de la poutre brisé	102
Fig III.28. Schéma statique de la poutre chainages	102
Fig.III .29. Schéma de ferrailages de la poutre de chainage	104
Fig.III.30. Schéma statique de la poutre noyée	104
Fig.III .31. Schéma de ferrailages de la poutre noyée	107
Fig III.32. Schéma du local machine	108
Fig III.33. Schéma représentatif de la surface d'impact	109
Fig III.34. Schéma de Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie	113
Fig III.35. Schéma de l'acrotère	114
Fig III.36. Schéma de la section à ferrailer.	117

Fig III.37. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	120
Fig.IV.1. disposition des voiles	124
Fig.IV.2. vue en 3D	125
Fig.IV.3. vue de face	125
Fig.IV.4. vue en plan	125
Fig.IV.5. premier mode de déformation	125
Fig.IV.6. deuxième mode de déformation	126
Fig.IV.7. troisième mode de déformation	126
Fig.V.1. Disposition constructives des portiques	137
Fig.V.1. schema de ferrailage des Poutres	144
Fig.V.3. zone nodale	146
Fig.V.4. section poteaux	153
Fig.V.5. schema de la zone nodale	154
Fig.V.6. Réduction des sections de poteaux	156
Fig.V.7. schéma de ferrailage des poteaux	157
Fig .V.8. Schéma de répartition des voile	160
Fig .V.9. Exemple de ferrailage de voile sous sol et RDC (Vy2)	167
Fig.V.10. Schéma de ferrailage des poteaux	168
Fig .V.11. Schéma de ferrailage des Poutres	169
Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée.	171
Fig.VI.2. Schéma de semelle filante.	172
Fig.VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge compactée	174
Fig.VI.4. Dalle sur quatre appuis	177
Fig.VI.5. Schéma de rupture de dalle de radier	177
Fig.VI.6. Schéma de ferrailage de radier	180
Fig.VI.7. Section à ferrailer	184
Fig.VI.8. schéma de ferrailages des nervures.	188
Fig.VI.9. Répartition des contraintes sur le voile	190
Fig.VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.	194

Introduction générale

Le nord d'Algérie est susceptible d'être soumis à d'énormes secousses sismiques d'intensité suffisante pour causer d'importants dommages aux constructions. La question de Sécurité sismique devient alors un problème de sécurité publique.

Tout comme d'autre catastrophe naturelles, les séismes sont des phénomènes dangereux est dévastateur pour l'homme et ces constructions, d'autant plus que construire est l'une des occupations privilégié de ce dernier, mais une question revient toujours << est-il possible de réaliser une construction capable de résister à ce cataclisme tout en jumelant les paramètres : économie, esthétique, résistance et sécurité ? >>

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leurs savoir faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis -à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique.

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en R+10+1sous sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques). L'étude à été structuré en six chapitres principaux.

Nos trois premier chapitres se résumes au calcul statique, en suite nous entamons l'étude dynamique dans le chapitre IV à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisit des voiles porteurs ; une foi que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de la réponse RPA, sa réponse est calculée en utilisant le SAP 2000 V14. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le chapitre V, et l'étude de l'infrastructure fait l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont était menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un bâtiment R+10 en béton armé, implanté au Staouali (wilaya d'Alger) composé de :

- Sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- 10 étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau

I.2.1. Caractéristique géométrique du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- La hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 (sans acrotère)..... 34.00m
- La hauteur de sous-sol..... 3.06m
- La hauteur de RDC..... 3.40m
- La hauteur de chaque étage..... 3.06m
- La longueur en plan 34.20m
- La largeur en plan..... 28.25m

I.3. Données géotechniques du site :

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone III).
- Le site est considéré comme meuble (S2).
- La contrainte admissible du sol est de 3bars avec un encrage de 3m .

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Introduction :

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalente BAEL 91) à savoir :

I.4.2. Caractéristiques mécaniques du béton :

▪ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

- Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

- Si $j > 28$ jours

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28}$$

▪ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa. CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25$ MPa donc $f_{t28} = 2.1$ MPa

I.4.3. Modules de déformation longitudinale :

▪ Déformation instantanées :

D'après le BAEL91 (Article.2.1.21, P 9), sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet par défaut de mesures qu'à l'âge de " j " jours, le module de déformation longitudinale de béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow E_{ij} = 32164.195$ MPa.

▪ Déformation différées :

D'après le BAEL 91(Article. A.2.1.22), pour des chargements de longue durée d'application on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage et le retrait du béton, le module et égal :

$$E_{vj} = 3700 * (f_{cj})^{1/3}$$

Donc dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10818.865 \text{MPa}$

I.4.4. coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

✓ Etat limite

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes :

✓ Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine l'ouvrage.

Il y a trois états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.4.5. Contraintes à l'état limite ultime :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec θ : coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

I.4.6. Contraintes limite à l'ELS :

Elle intervient dans l'équilibre de sollicitation d'actions réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

I.4.7. Diagramme des contraintes-déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un horizontal.

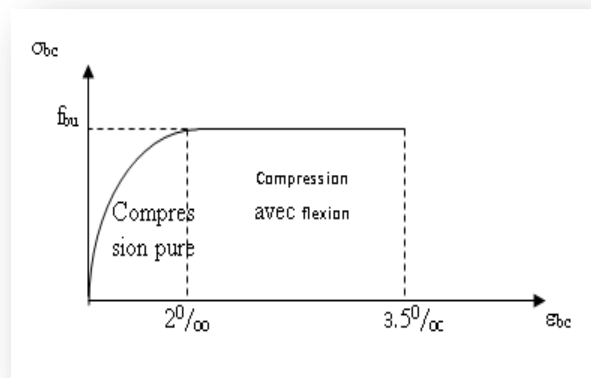


Figure I.1 : diagramme des contraintes-déformation du béton

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

V : effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b₀ : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

C'est d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 3 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

I.4.8. Contraintes limites de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitation des actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

I.4.9. Caractéristiques mécaniques des aciers :**Tableau I.1.** Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	déformation à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon **RPA99** (Article 7.2.2), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500MPa$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.4.10. Diagramme contrainte- déformation

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en services n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : limite élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$\gamma_s = 1.15$ —————> action courante.

$\gamma_s = 1.00$ —————> action accidentelle.

- **Contrainte limite de service :**

Selon le **BAEL91** (Article 4.5.32), la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

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

- **Fissuration très préjudiciable** : (ouvrage à la mer)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

$$\text{Avec } \eta \text{ coefficient de fissuration : } \eta = \begin{cases} 1.3 \dots \dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6 \text{mm.} \\ 1 \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \dots \dots \text{pour les HA de } \varnothing \geq 6 \text{mm.} \end{cases}$$

- **Diagramme des contraintes- déformations (acier)**

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

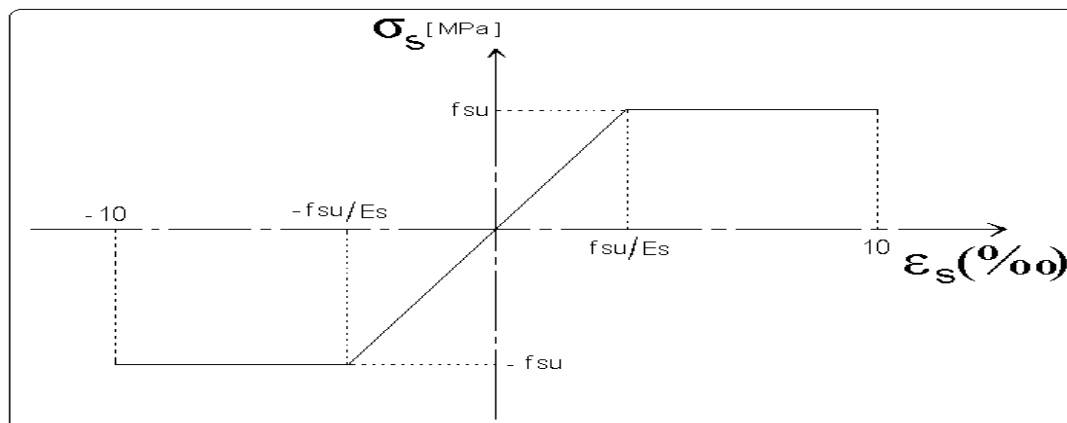


Figure I.2. Diagramme Contrainte Déformation de l'acier.

I.5. Actions et sollicitations :

✓ Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes, climatique, d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement des appuis).

On notera :

- G : Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charge variable (charges d'exploitations+ charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

✓ Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

I.6. Sollicitation de calcul :

✓ **A l'état limite ultime ELU**

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

✓ **A l'état limite de service ELS**

$$N_s = G + Q$$

✓ **Sollicitations sismiques**

Les combinaisons sismiques données par **RPA 99** Version 2003 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2E$

I.7. Conclusion :

Les techniques utilisées sont données, d'une part en fonction des conditions de réalisation (fonction du terrain et de l'ouvrage), mais elles dépendent aussi :

- De l'enveloppe financière accordée aux fondations : par exemple, certaines fondations profondes (pieux) peuvent être remplacées par des structures en radiers fondées sur un terrain pré consolidé. Cette solution est souvent utilisée pour les maisons individuelles, ou des fondations profondes seraient trop onéreuses.
- Des échéances imposées par le maître d'ouvrage. Souvent, les échéances sont telles que les méthodes de traitement des terrains par pré chargement sont impossibles

II.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99/Version2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :**II.1.1. Les planchers :**

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage de service et aux et à usages d'habitations.
- Plancher à dalle pleine pour ce qui est des consoles.

II.1.1.1. Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par la satisfaction de la condition de la flèche donnée par le **CBA93** (Article 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq (L_{\max}/22.5)$$

L_{\max} : longueur maximal entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 3.75\text{m}$$

$$h_t \geq 16.67\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$

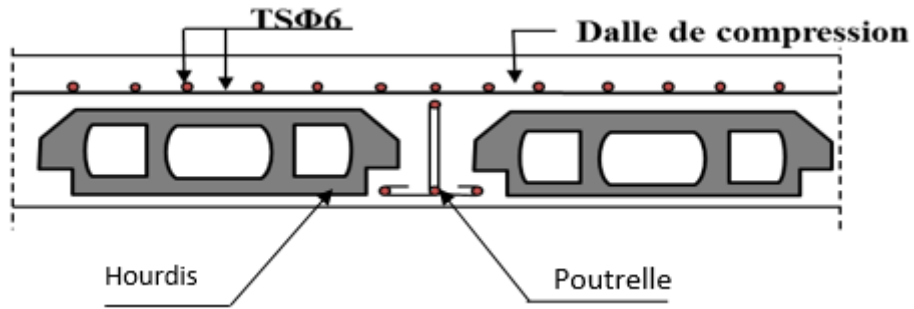


Figure II.1. Plancher à corps creux.

a. Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant les règles mise en œuvre par le CBA 93 (A.4.1.3)

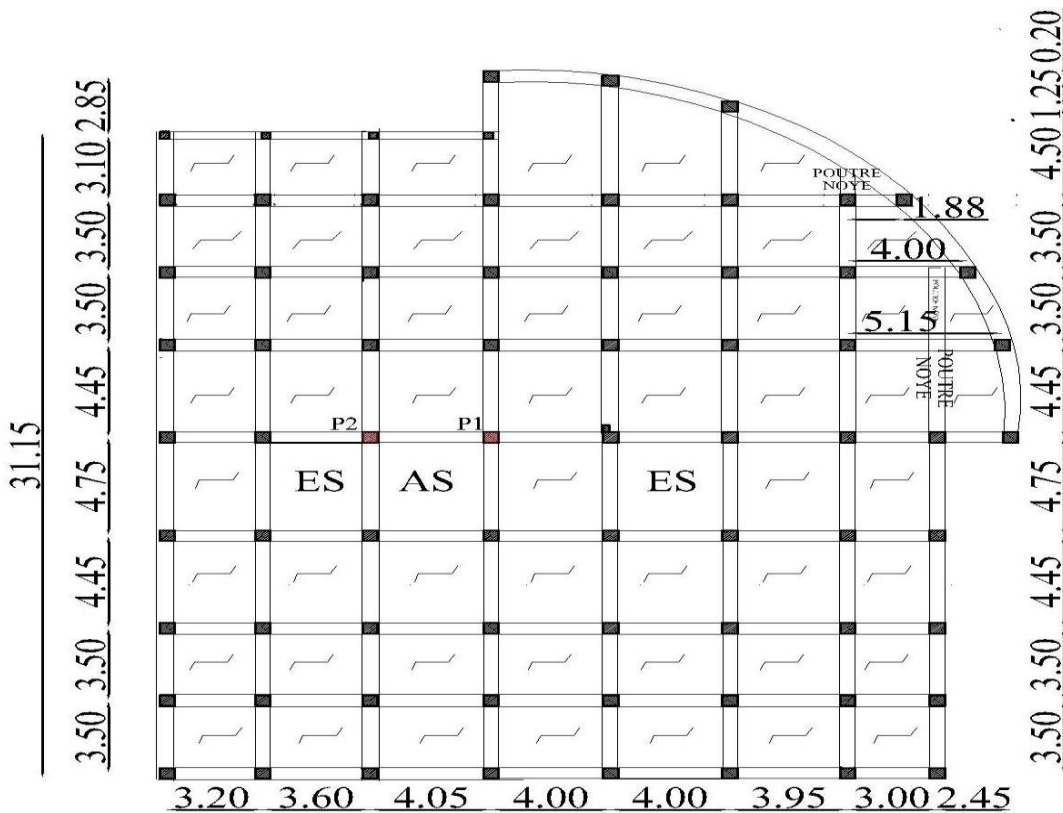


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) * h_t = (8 \text{ à } 16)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55$ cm).

L_y : représente la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 158$ cm).

$$b_1 \leq \min (l_x/2 ; L_y/10)$$

On adopte $b_1 = 27,5$ cm.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 65$ cm.**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

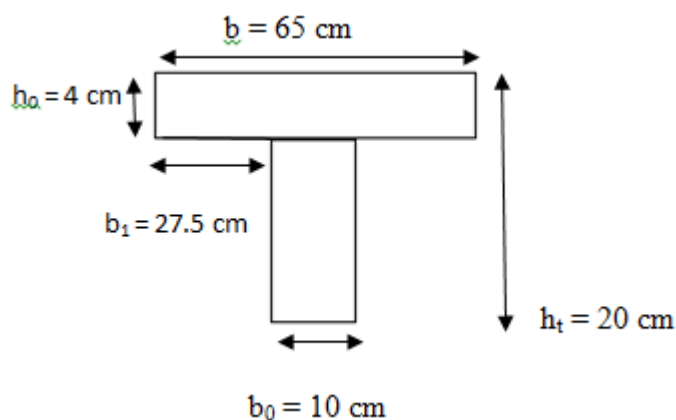


Figure II.3. Schéma de poutrelle

II.1.1.2 Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. résistance au feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

b. isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en Algérie , l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion :

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

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$: pour une dalle sur deux appuis
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$: pour une dalle sur trois ou quatre appuis
- $e \geq \frac{L_x}{20}$: pour une dalle sur un seul appui

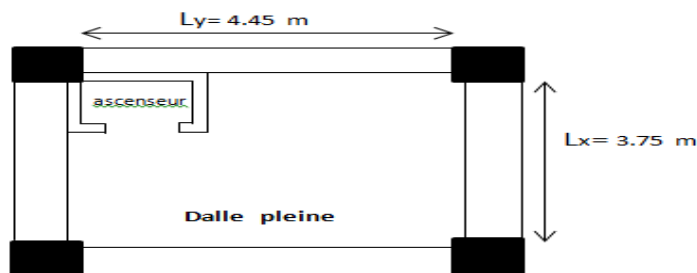
L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis (dalles avec ouverture pour l'ascenseur) ont une portée égale à : $L_x=355$ cm

$$\text{On aura donc : } \frac{375}{50} \leq e \leq \frac{375}{40}$$

Soit : $7.5\text{cm} \leq e \leq 9.375$ cm

Les dalles étant à l'intérieur on choisit le critère de l'isolation phonique, on prend $e = 15$ cm

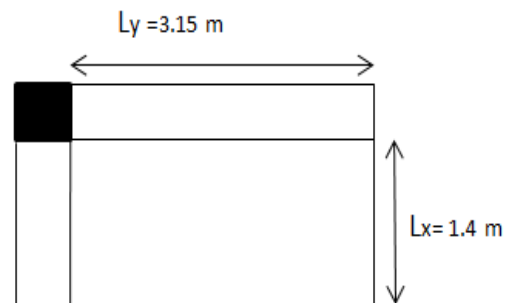


FigureII.4. Dalle avec ouverture pour ascenseur

-Dalle pleine sur deux appuis (balcon)

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \leftrightarrow 4 \leq e \leq 4.666 \text{ cm}$$



FigureII.5. Dalle pleines sur deux appuis

On voit que la distance L_x sur deux appuis est petite, donc c'est la condition de coup feu qui est défavorable, on prend $e = 12 \text{ cm}$

- **Dalle pleine sur trois appuis (balcon)**

$L_x = 1,40 \text{ m}$

$$\frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40} \leftrightarrow 2.8 \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$$

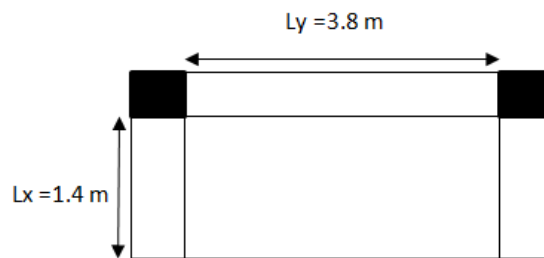


Figure II.6. Dalle pleines sur trois appuis

On voit que la distance L_x sur trois appuis est petite, donc c'est la condition de coup feu qui est défavorable, on prend $e = 12 \text{ cm}$

II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

- **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	12	0.02	0.24	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total					5.79	1

Plancher étage courant, étage de services, RDC**Tableau II.2.** Évaluation des charges du plancher étage courant à usage d'habitation et service et RDC

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher Courant à usage d'habitation et de service + RDC	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5 pour le plancher d'habitation 2.5 pour le plancher de service 5 pour RDC
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)			2.85	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total					5.21	

- **Balcon**

Tableau II.3. Evaluation des charges dalle pleine

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine, balcon	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.14	3.50	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total					4.86	3.5

II.1.2. Les murs :**Tableau II.3.** Évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	13	0.15	1.95
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total				3.45
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total				1.3

Pour le mur de séparation entre les logements (e = 20) on prend $G = 2.2 \text{ KN/m}^2$

II.1.3. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit (tableau II.5)

Dans notre cas la terrasse est inaccessible.

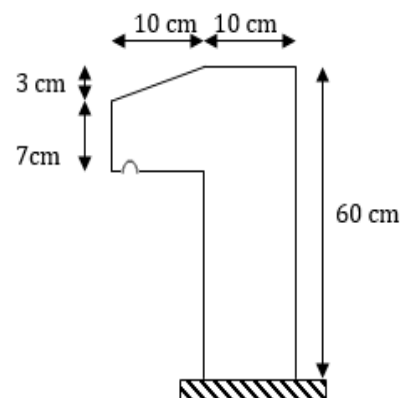
**Figure II.7.** Schémas de l'acrotère

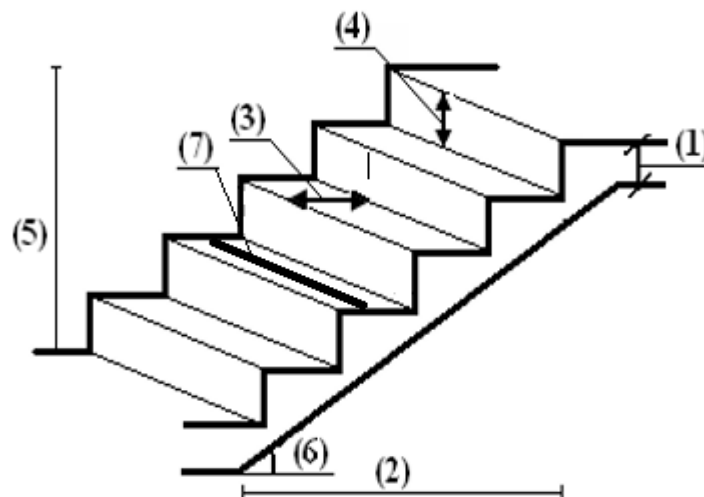
Tableau II.4. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.4	2.125	1

II.1.4. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de l'ouvrage (Habitation, salle de spectacle...etc.).

**Figure II.8.** Schéma de l'escalier

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H_e : Hauteur d'étage

a. Escalier :

Dans notre projet nous avons un seul type d'escalier, le pré dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** : $59 \text{ cm} \leq g+2*h \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

n : nombre de contre marches

n-1 : nombre de marches

On pose $2*h + g = 64$

On remplace $\frac{L_0}{n-1} + 2*\frac{H_0}{n} = 64 \Rightarrow$

$$64* n^2 - (64+2*H_0 + L_0)*n+2*H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

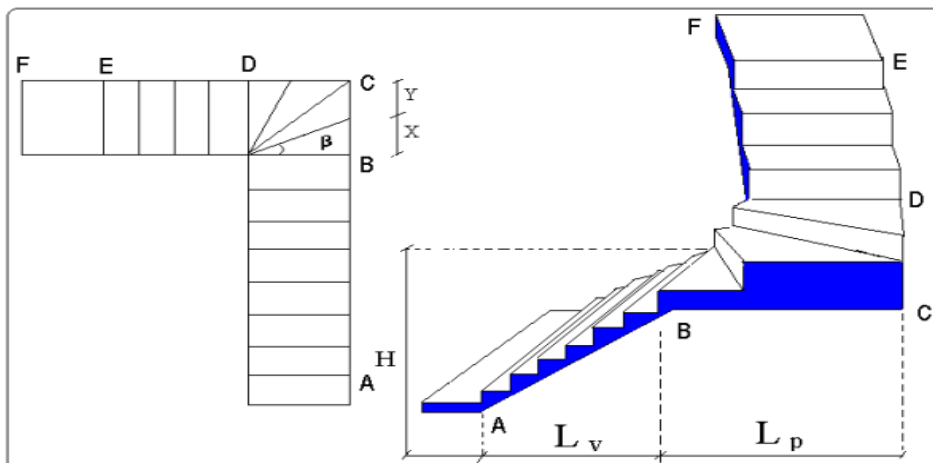


Figure II.9.Vue en élévation et en plan de l'escalier.

Dans notre cas on a deux type de volée :

Type 01 :étages courants même type de deux volée

$$H_0 = 170 \text{ cm}$$

$$L_0 = 196 \text{ cm}$$

$$64*n^2 - (64+2* 170+196)*n + 2* 108 = 0$$

On trouve n = 10 contres marches ; h = 17 cm

n -1 = 9 marches ; g = 30 cm

L_v : longueur de la volée

$$L_v = \sqrt{(1.70 * 1.70 + 1.96 * 1.96)} = 2.59 \text{ m}$$

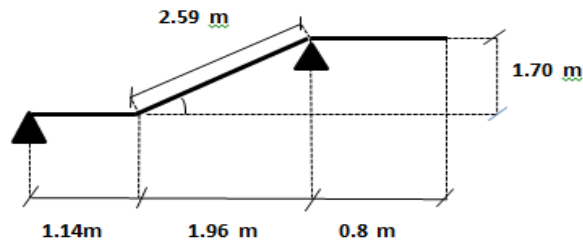


Figure II.10. escalier de deux volée

Type 02 : pour trois volée

1- RDC

Dans ce niveau on a deux escalier de dimension différentes

1^{er} volée :

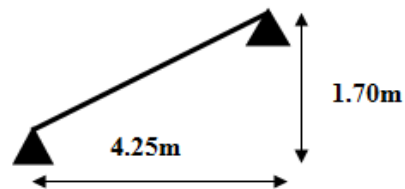


Figure II.11. schéma statique de 1^{er} volée type 2

Tableau II.6. Dimension des escalier type 2 (RDC)

L (m)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	l (m)	e (cm)
4.25	1.70	10	17	30	21.80	4.57	15

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

Nombre de contre marche est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marche}$$

Le nombre de marche est : $n-1= 9$ marche

Type 3 : pour duplex en bois

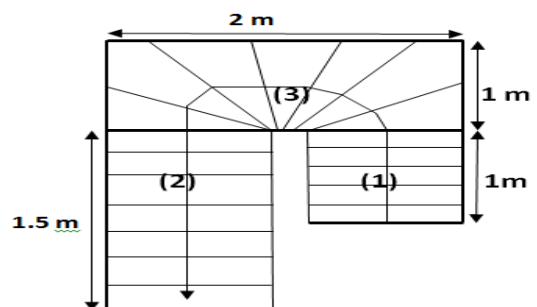


Figure II.12. Vue en élévation et en plan de l'escalier en bois

1^{er} volée :

L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$
1	0.85	5	17	25	28.10

2^{ème} volée :

L(m)	H(m)	n	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$
2.55	1.19	7	17	25	29.34

3^{ème} volée :

L(m)	H(m)	n	h(cm)	$\alpha(^{\circ})$
2.05	1.02	6	17	18

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Type 01 :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = 4.53\text{m}$$

$$0.15 \leq e \leq 0.2$$

On opte pour : **e = 15 cm****Type 02 :**

$$e \geq l_x/20 \Rightarrow e \geq 140/20 = 7\text{cm}$$

$$e \geq 11\text{ cm} \quad e = 12\text{ cm}$$

- Palier

Tableau II.7.Evaluation des charges du palier

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40	2.5
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
Total	/	/	5.31	

- Volée

Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	20	0.02	0.40	2.5
Revêtement en carrelage V	20	0.02 h/g	0,257	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.257	
Marches	22	h/2	1.98	
Paillasse	25	0.15/cos(21.80°)	4.735	
Enduit de ciment	20	0.02/cos(21.80°)	0.505	
Total		Epaisseur 15cm	8.534	

II.1.5. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

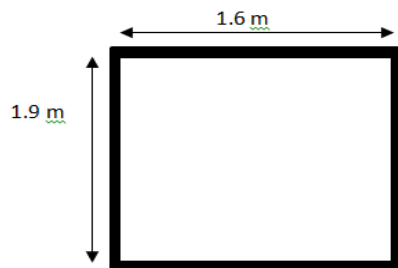
Il est constitué d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes

Caractéristiques de l'ascenseur :

- L : longueur de l'ascenseur L=190 cm.
- l: largeur de l'ascenseur l=160 cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur=6,8 KW.
- F_c : Charge due à la cuvette=145 KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.

- La vitesse $V = 1.6m/s$.
- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$



II.13. schéma statique ascenseur

Evaluation des charges et des surcharges

Tableau .II.9. La charge de l'ascenseur

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.15 + 2.2 \times 0.04$	$S=L_x \times L_y = 1.9 \times 1.6$	$G_2 = F_c / S = 145 / 3.04$	$G = G_1 + G_2 = 3.838 + 47.697$
$G_1 = 3.838 \text{ KN/m}^2$	$S = 3.04$	$G_2 = 47.697$	$G = 51.535$

Les charges d'exploitation est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, à ligne moyenne rectiligne dont la portée est prise entre nus d'appuis, il est à noter que les poutres constituant le portique ont le rôle d'assurer une certaine stabilité sismique.

a. Les poutres principales :

Les poutres principales servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement à ces dernières, leurs doivent satisfaire les conditions de la flèche donnée par le BAEL 91.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec L_{max} : longueur maximal entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{max} = 4.45 \text{ m} \Rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h \leq 44.5 \text{ cm}$$

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

Pour la largeur (b) : $0.3h \leq b \leq 0.7h$ BAEL 91

$12\text{ cm} \leq b \leq 30\text{ cm}$ on prend $b = 30\text{cm}$

Vérification :

Selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$, vérifiée.
- $h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.33 < 4$, vérifiée.

Donc nous optons pour : $h*b = 40*30\text{ cm}^2$

b. Les poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$L_{\max} = 405 - 30 = 375\text{ cm}$.

Avec les mêmes conditions on trouve : **$b*h = 35*30\text{ cm}^2$**

II.2.2. Les voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec :

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

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $a \geq 15\text{ cm}$ et $L \geq 4 \times a$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$ voile simple
- $a \geq \frac{h_e}{22.5}$ voile en **RPA 99 version 2003(article 7.7.1)**.
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ voile en **U**

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

1) Pour le RDC $h_e=320\text{cm}$

On à : $h_e = 340-20=320 \text{ cm}$.

On opte des voiles simples : $a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{320}{20} \Rightarrow 16 \text{ cm} > 15\text{cm}$

Soit l'épaisseur des voiles du RDC $a = 20\text{cm}$.

Longueur des voiles $L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$.

2) Pour les **étages courants** $h_e=286\text{cm}$

On à : $h_e = 306-20=286 \text{ cm}$.

On opte des voiles simples : $a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{286}{20} \Rightarrow 14.3\text{cm} < 15\text{cm}$

Soit l'épaisseur des voiles des étages courants $a = 15\text{cm}$.

Longueur des voiles $L \geq 4 \times 15 = 60\text{cm}$

II.2.3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \text{ cm}$.
- $0,25 < b_1/h_1 < 4$

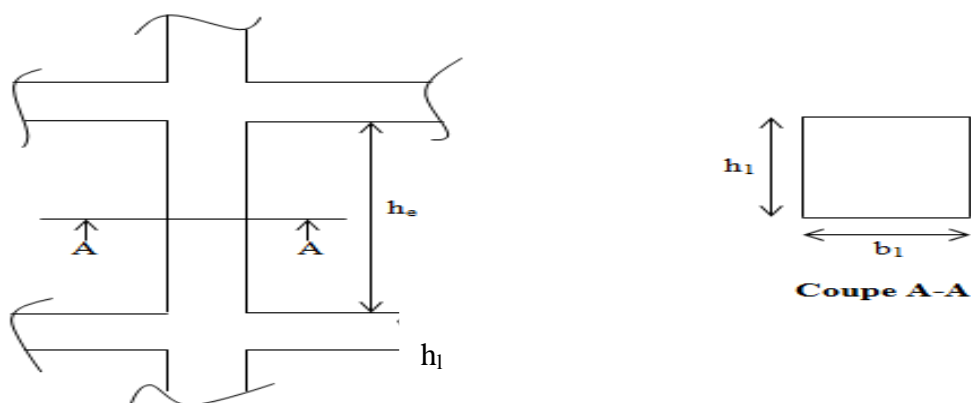


Figure II.14. Hauteur libre d'étage.

h_1 : hauteur libre d'étage, elle est égale à :

- $h_1 = 2.66$ m : pour étage courant, services, sous-sol.
- $h_1 = 3$ m : pour RDC.

La descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément
- La charge de plancher qu'il supporte
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires (acrotère, escalier...)

LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.R B.C.2.2 ART 6.3) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment . $Q_1 Q_2.... Q_n$ Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages **1,2.....n**, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse Q .
- Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + + Q_n)$.

Dans notre cas la descente de charge sera effectuée pour deux poteaux, le plus sollicité entre eux sera pris en compte pour les vérifications correspondantes nécessaires.

- **Sous-sol et RDC: $55 * 55 \text{ cm}^2$**
- **Etage 1 et 2 : $50 * 50 \text{ cm}^2$**
- **Etage 3 et 4 : $45 * 45 \text{ cm}^2$**
- **Etage 5 et 6 : $40 * 40 \text{ cm}^2$**
- **Etage 7 et 8 : $35 * 35 \text{ cm}^2$**
- **Etage 9 et 10 : $30 * 30 \text{ cm}^2$**

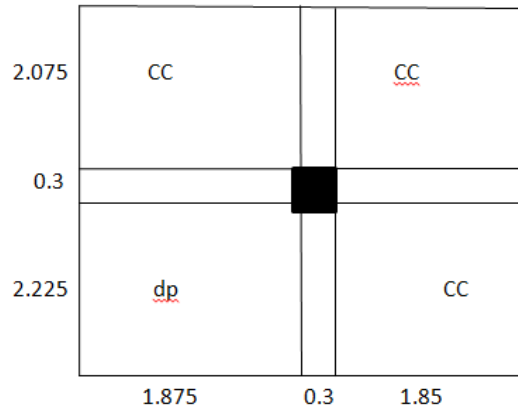


Figure II.15. Surface afférente du poteau 01

- Cc : corps creux
- AS : ascenseur
- L_{pp} : Longueur des poutres principales.
- L_{ps} : Longueur des poutres secondaires.
- S_{aff} : surface afférente.
- $S_{aff CE}$: surface afférente de la cage D'escalier.
- $S_{mur int1}$: surface des murs intérieurs d'épaisseur $e = 10\text{cm}$.
- $S_{mur int2}$: surface des murs intérieurs de séparation d'épaisseur $e = 30\text{cm}$
- S_{murext} : surface des murs extérieurs.
- $L_{pp} = 1.85 + 1.75 = 3.6 \text{ m}$.
- $L_{ps} = 2.05 + 2.05 - 0.1 = 4.00 \text{ m}$.
- $S_{aff cc} = 3.7 * 2.05 - 0.1^2 = 7.575 \text{ m}^2$.
- $S_{aff dp} = 1.85 * 2.05 = 3.792 \text{ m}^2$
- $S_{aff Es} = 1.07 * 2.05 + 1.64 * (1.85 - 1.07) = 3.472 \text{ m}^2$

✓ **Les cloisons:**

• **RDC :**

$$h_l = (3.40 - 0.40) = 3 \text{ m}$$

- $S_{mur int1} = (2.075 * 3) = 6.225 \text{ m}^2$.
- $S_{mur int2} = (1.85 + 1.875) * 3.05 = 11.361 \text{ m}^2$

• **Sous-sol :**

$$h_l = (3.06 - 0.40) = 2.66 \text{ m}$$

• **Etage courant :**

$$h_l = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

- $S_{mur int1} = 2.075 * 2.66 = 5.519 \text{ m}^2$
- $S_{mur int2} = (1.85 + 1.875) * 2.71 = 10.094 \text{ m}^2$

- **1^{er} niv Duplex**

$$h_l = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

- $S_{\text{mur int1}} = 2.66 * 2.075 = 5.519 \text{ m}^2$
- $S_{\text{mur int2}} = 2.71 * 3.70 = 10.027 \text{ m}^2$

- **2^{eme} niv Duplex**

$$h_l = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

- $S_{\text{mur int1}} = 1.85 * 2.71 = 5.013 \text{ m}^2$
- $S_{\text{mur int2}} = 4.1 * 5.37 = 22.017 \text{ m}^2$

- La surface afférente de la terrasse est :

$$S_{\text{aff ter}} = (2.075 + 2.225) * (1.875 + 1.85) - 0.1^2 = 16.017 \text{ m}^2$$

- **Le poids propre des éléments :**

→ **Les poteaux :**

- $G_{\text{pot}} = 25 * 0.3 * 0.3 * 2.66 = 5.985 \text{ KN}$ pour étage courant, sous-sol
- $G_{\text{pot}} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3 = 6.75 \text{ KN}$ pour RDC

→ **Les poutres :**

- $G_{\text{poutre}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} = 25 * (0.3 * 0.4 * 4.3 + 0.3 * 0.35 * 3.725) = 22.678 \text{ KN}$

→ **Les murs :**

- Etage courant :

- $G_{\text{mur1}} = 5.519 * 1.3 = 7.174 \text{ KN}$
- $G_{\text{mur2}} = 10.094 * 1.3 = 13.122 \text{ KN}$

- RDC :

- $G_{\text{mur1}} = 6.225 * 1.3 = 8.092 \text{ KN}$
- $G_{\text{mur2}} = 11.361 * 1.3 = 14.693 \text{ KN}$

- 1^{er} niv Duplex :

- $G_{\text{mur1}} = 5.519 * 1.3 = 7.174 \text{ KN}$
- $G_{\text{mur2}} = 10.027 * 1.3 = 13.035 \text{ KN}$

- 2^{eme} niv Duplex :

- $G_{\text{mur1}} = 5.013 * 1.3 = 5.716 \text{ KN}$
- $G_{\text{mur2}} = 22.017 * 1.3 = 28.622 \text{ KN}$

Exemple de calcul des plancher

- Terrasse inaccessible $G = 16.017 * 5.79 = 92.738 \text{ KN}$ tel que **S=16.017m²**

Tableau II.10. Descente de charge du poteau 01

	Elément	G(KN)	Q(KN)
N11	Plancher terrasse	92.738	
	Poutres	22.678	$Q_{te} * S_{aff}$
	Poteau	5.985	
		\sum 121.401	=16.017
N10	N11	121.401	
	Mur1	6.516	
	Mur2	57.244	
	Poutres	22.678	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	61.715	56.166
	Dalle pleine	20.275	
	\sum 295.814		
N9	N10	295.814	
	Mur1	7.174	
	Mur2	26.07	
	Poutres	22.678	
	Poteau	5.985	96 .315
	Corps creux	61.715	
	Dalle pleine	20.275	
	\sum 439.711		
N8	N9	439.711	
	Mur1	14.348	
	Mur2	26.44	
	Poutres	22.678	125.521
	Poteau	5.985	

	Corps creux Dalle pleine	61.715 20.275 Σ 591.152	
N7	N8 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine	591.152 14.348 26.44 22.678 5.985 61.715 20.275 Σ 742.593	154.727
N6	N7 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine	742.593 14.348 26.44 22.678 5.985 61.715 20.275 Σ 894.034	183.933
N5	N6 Mur1 Mur2 Poutres Poteau Corps creux Dalle pleine	894.038 14.348 26.44 22.678 5.985 61.715 20.275 Σ 1045.475	213.139

N4	N5	1042.741	
	Mur1	14.348	
	Mur2	26.44	
	Poutres	22.678	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	61.715	242.345
	Dalle pleine	20.275	
		Σ1196.916	
N3	N4	11945.916	
	Mur1	14.348	
	Mur2	26.44	
	Poutres	22.678	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	61.715	271.551
	Dalle pleine	20.275	
		Σ1348.357	
N2	N3	1348.357	
	Mur1	14.348	
	Mur2	26.44	
	Poutres	22.678	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	61.715	301.484
	Dalle pleine	20.275	
		Σ1499.798	
N1	N2	1499.798	
	Mur1	14.348	
	Mur2	26.44	
	Poutres	22.678	
	Poteau	5.985	

	<p>Corps creux</p> <p>Dalle pleine</p>	<p>61.715</p> <p>20.275</p> <p>$\Sigma 1651.239$</p>	<p>330.69</p>
N0	<p>N1</p> <p>Mur1</p> <p>Mur2</p> <p>Poutres</p> <p>Poteau</p> <p>Corps creux</p> <p>Dalle pleine</p>	<p>1651.239</p> <p>16.184</p> <p>29.386</p> <p>22.678</p> <p>5.985</p> <p>61.715</p> <p>20.275</p> <p>$\Sigma 1807.462$</p>	<p>374.90</p>

$N_u = 1.35G + 1.5Q$

$N_s = G + Q$

$N_u = 3002.423 \text{ KN}$

$N_s = 2182.362 \text{ KN}$

- **Poteau 02:** voir le plan et puis la figure II.16

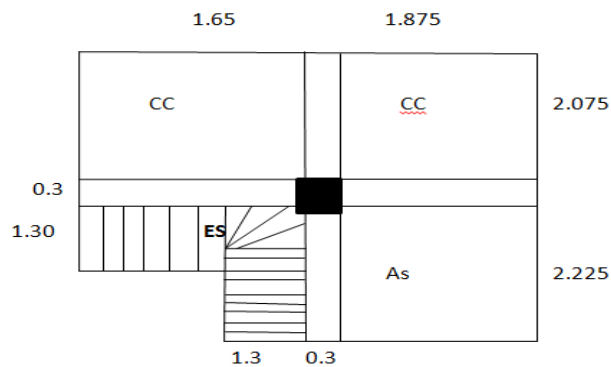


Figure II.16. Surface afférente du poteau 02

- $L_{pp} = 2.225 + 2.075 = 4.3\text{m}$.
- $L_{ps} = 1.65 + 1.875 = 3.525\text{ m}$.
- $S_{\text{aff cc}} = (1.875 + 1.65) * 2.075 = 7.314\text{ m}^2$.
- $S_{\text{aff Es}} = 1.30 * 1.65 + ((2.225 - 1.30) * 1.30) = 3.347\text{ m}^2$
- $S_{\text{aff As}} = 2.225 * 1.875 = 4.171\text{ m}^2$

✓ **Les cloisons:**

- **RDC :**

$$h_l = (3.40 - 0.40) = 3\text{mtq} : 0.40\text{ hauteur de la poutre principale}$$

- $S_{\text{mur int1}} = 3.525 * 3.05 = 10.751\text{ m}^2$
- $S_{\text{mur int2}} = 2.225 * 3 = 6.675\text{ m}^2$

- **Etage courant :**

$$h_l = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{ m}$$

- $S_{\text{mur int1}} = 3.525 * 2.71 = 9.552\text{m}^2$
- $S_{\text{mur int2}} = (2.225 + 2.075) * 2.66 = 11.43\text{ m}^2$

La surface afférente de la terrasse est :

$$S_{\text{aff ter}} = 3.527 * 4.3 = 15.157\text{ m}^2$$

- **Duplex 1^{er} et 2^{eme} niv**

- $S_{\text{mur int1}} = 3.525 * 2.71 = 9.552\text{m}^2$
- $S_{\text{mur int2}} = (2.225 + 2.075) * 2.66 = 11.43\text{ m}^2$

- **Le poids propre des éléments :**

→ **Les poteaux :**

- $G_{\text{pot}} = 25 * 0.3 * 0.3 * 2.66 = 5.985\text{ KN}$ pour étage courant, sous-sol
- $G_{\text{pot}} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3 = 6.75\text{ KN}$ pour RDC

→ **Les poutres :**

- $G_{\text{poutre}} = G_{pp} + G_{ps} = 25 * (0.3 * 0.40 * 4.3 + 0.3 * 0.35 * 3.525) = 22.153\text{ KN}$

→ **Les murs :**

- Etage courant :

- $G_{\text{mur1}} = 9.552 * 1.3 = 12.417\text{KN}$
- $G_{\text{mur2}} = 11.43 * 1.3 = 14.859\text{ KN}$

- Duplex 1^{er} et 2^{eme} niv:

- $G_{\text{mur1}} = 9.552 * 1.3 = 12.417\text{ KN}$
- $G_{\text{mur2}} = 11.43 * 1.3 = 14.859\text{ KN}$

- RDC :
- $G_{\text{mur1}} = 10.751 * 1.3 = 13.976 \text{KN}$
- $G_{\text{mur2}} = 6.675 * 1.3 = 8.677 \text{KN}$

- **Tableau II.11.** Descente de charge du poteau 02

	Elément	G(KN)	Q(KN)
N11	Plancher terrasse	87.759	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	15.157
		Σ 115.897	
N10	N11	115.897	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	46.631
	Ascenseur	162.874	
	Dalle plein	5.935	
	Σ 390.63		
N9	N10	390.63	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	70.243
	Corps creux	38.107	
	Dalle pleine	5.935	
	Escalier	13.863	
	Σ 516.352		

N8	N9	516.352	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	93.855
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ 642.075	
N7	N8	642.075	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	117.467
	Corps creux	38.107	
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ 767.797	
N6	N7	767.797	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	141.079
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ 893.519	

N5	N6	893.519	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	164.691
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ1019.241	
N4	N5	1019.241	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	188.303
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ1144.963	
N3	N4	1144.963	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	211.915
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ1270.685	

N2	N3	1270.685	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	235.527
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ1396.407	
N1	N2	1396.407	
	Mur1	24.82	
	Mur2	14.859	
	Poutres	22.153	
	Poteau	5.985	
	Corps creux	38.107	259.139
	Dalle plein	5.935	
	Escalier	13.863	
		Σ1522.129	
N0	N1	1522.129	
	Mur1	27.952	
	Mur2	17.334	
	Poutres	22.153	282.751
	Poteau	6.75	
	Corps creux	38.107	
	Dalle plein	6.097	
	Escalier	27.180	
		Σ1667.702	

$$N_u = 2675.524 \text{ KN}$$

$$N_s = 1950.453 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est : le poteau 01

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u De 10%.

Tel que : $N_u = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q) \Rightarrow N_u^* = 3302.665 \text{ KN}$.

Vérifications :

Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq f_{bu} \text{ tel que : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5}$$

$$\Rightarrow b_1 * h_1 \geq \frac{1.5 * N_u^*}{0.85 * f_{c28}}$$

- $(b_1 * h_1)$: la section brute du béton.
- N_u^* : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

A.N: $b_1 * h_1 \geq \frac{1.5 * 3302.665 * 10^{-3}}{0.85 * 25} \Rightarrow b_1 * h_1 \geq 0.233 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$

On choisit une section \Rightarrow $(b_1 h_1) = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$

- Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :

(BAEL 91 article B.8.4.1)

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie.
 $B_r = (a - 2) * (b - 2)$
- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1.5, \quad \gamma_s = 1.15$.
- α : coefficient fonction de l'élançement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\checkmark \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50 .$$

$$\checkmark \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70 .$$

Note : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau de RDC), et avec majoration de l'effort normal N_u .

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposés articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.51 m$.
- ✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.
- ✓ b : Plus petit côté du poteau.

A.N :

- ❖ $\lambda = \frac{0.7 \cdot 3}{0.50 / \sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 14.55$
- ❖ $\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.55}{35}\right)^2}, \alpha = 0.82.$
- ❖ $B_r = (50 - 2) * (50 - 2) = 2304 cm^2.$
- ❖ L'ouvrage est en zone II_a (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

$$A_{max} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases}$$

Selon le BAEL A = (0.8% à 1.2%) Br on prend A = 2304 cm²

- ❖ $f_{c28} = 25 MPa, N_u^* = 3302.665 KN, \text{ Acier FeE400,}$
 $f_e = 400 MPa.$

$$N_{admissible} = 0.82 \left[\frac{0.2304 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.002304 * 400}{1.15} \right] = 4155.80 KN$$



$$N_{admissible} = 4155.80 KN \geq N_u^* = 3302.665 KN$$

- Vérification des conditions de coffrage :

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(50, 50) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(50, 50) = 50 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

Tableau II.12 : Vérifications

		Critère de résistance					
Etage		Sous-sol RDC	1et 2	3et 4	5et 6	7 et8	9 et 10
Efforts	N _U	3002.423	2725.20	2227.60	1731.09	1234.59	738.08

(KN)	N_u^*	3302.665	2997.72	2450.36	1904.20	1358.05	811.89
	N_s	2182.362	1981.92	1619.86	1258.61	897.32	536.02
$b_1 * h_1$ calculée (m ²)		0.233	0.211	0.173	0.134	0.096	0.057
Section choisit (cm²)		50*50	45*45	40*40	35*35	30*30	25*25
Vérification du flambement							
λ		14.55	14.06	15.82	18.08	21.09	25.31
α		0.82	0.82	0.81	0.80	0.79	0.77
B_r (cm ²)		2304	1849	1444	1089	784	529
N_{adm}		4155.80	3253.76	2541.06	1916.35	1362.39	895.99
N_u^*		3302.665	2997.72	2450.36	1904.20	1358.05	811.89
obs		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Condition de coffrage							
$\text{Min}(b_1 * h_1) \geq 25\text{cm}$		50	45	40	35	30	25
$\text{Min}(b_1 * h_1) \geq h_e / 20 = 23.3\text{cm}$		50	45	40	35	30	25
$1/4 < b_1 / h_1 < 4$		1	1	1		1	1
obs		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.3. Conclusion :

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant

<i>Niveaux</i>	<i>Sections des poteaux (b1*h1)</i>
<i>Sous-sol, RDC</i>	<i>(50*50)</i>
<i>1 et 2</i>	<i>(45*45)</i>
<i>3 et 4</i>	<i>(40*40)</i>
<i>5 et 6</i>	<i>(35*35)</i>
<i>7 et 8</i>	<i>(30*30)</i>
<i>9 et 10</i>	<i>(25*25)</i>

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [16+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine est 15cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (35 x 30).
- ✓ Section transversale des poutres principales (40 x 30).
- ✓ Epaisseur des voiles $e = 20$ cm
- ✓ Epaisseur des escaliers ($e = 15$ cm).

III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine

III.2. planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.2.1 Disposition des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.2.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.

- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

$$a. M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$$

$$b. M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

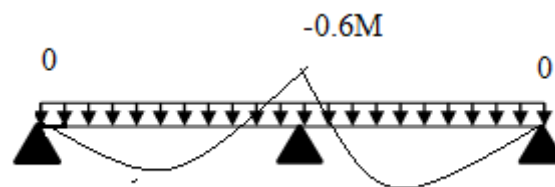


Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

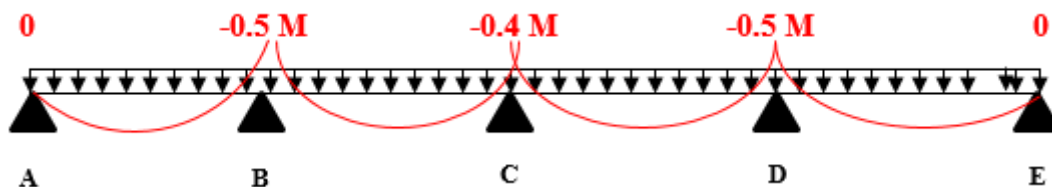


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

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

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

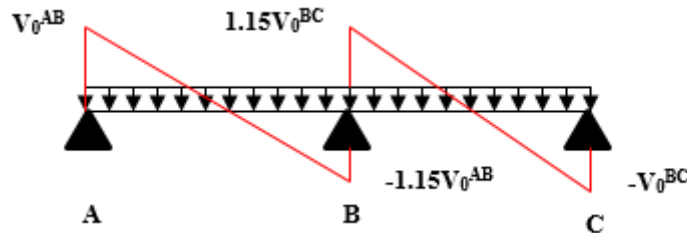


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

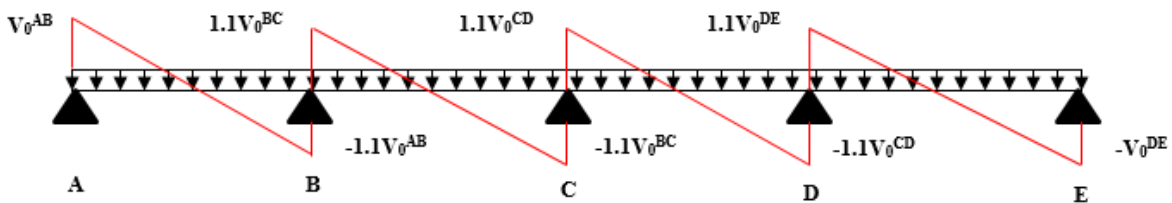


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q > \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

1. Calcul des moments :

• **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{qu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- **En appuis :**

$$M_a = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que :

- L'_g et L'_d : longueurs fictives.

- q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

2. L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

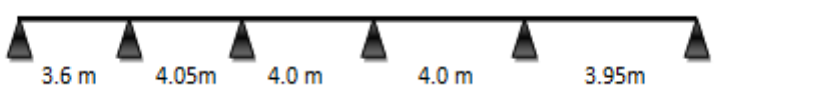
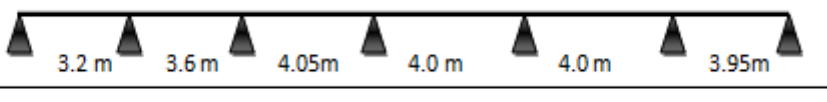
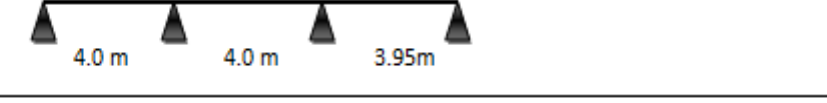


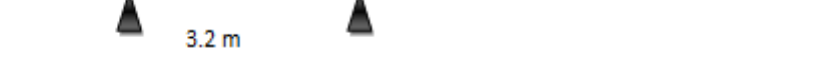
types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

Figure III.5.Les Types de poutrelles

NB : Si l'une des 3 autres conditions de la méthode MF n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

A l'ELU : $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) * l_0$

A l'ELS : $q_s = (G + Q) * l_0 = 0.65m$

Tableau III.1. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.79	1	6.05	4.40
Habitation	5.21	1.5	6.03	4.36
Commercial (RDC)	5.21	5	9.44	6.63

• **Vérification des conditions de BAEL :**

1^{ère} condition :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 5.79 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 5.79, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Plancher étage courant :**

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 5.21, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Plancher RDC :**

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 5.21, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Etage de services :**

$G = 5.86 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Min} (2 \times 5.86, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

2^{ème} condition :

Type 1 : $3.6/4.05 < 0.8$vérifiée.

Type 2 : $3.2/3.6 < 0.8$vérifiée.

Type 3 : $4/4 < 0.8$vérifiée.

Type 4 : $0.8 < 3.2/3.6 < 1.25$non vérifiée.

La condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée dans le type 4

⇒ On applique la méthode de **Caquot minorée**.

III.2.3. Calcul des sollicitations :

III.2.3.1. Calcul des sollicitations (M.F) :

On prend le type 1 de **terrasse inaccessible** comme un exemple de calcul :

$q_u = 6.05 \text{ KN/ml}$

$q_s = 4.40 \text{ KN/ml}$

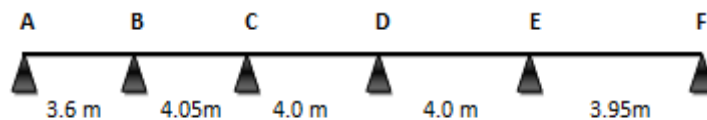


Figure III.6. Poutrelle type 4.

Moments isostatiques

A l'ELU :

Travée A-B :

$$M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.05 \times (3.95)^2}{8} = 11.79 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{6.05 \times (4.05)^2}{8} = 12.40 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_0^{CD} = \frac{6.05 \times (4.05)^2}{8} = 12.40 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{6.05 \times (4.0)^2}{8} = 12.10 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée A-B :

$$M_0^{AB} = M_0^{EF} = 8.58 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_0^{BC} = 9.02 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_0^{CD} = 9.02 \text{ KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_0^{DE} = 8.8 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

A l'ELU :

$$M_A = M_D = 0$$

Mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif.

$$M_A = M_D = -0.15M_0$$

Tel que M_0 le moment isostatique max.

$$M_A = M_D = -0.15M_0 = -0.15 * 11.79 = -1.77 \text{ KN.m}^2$$

Appuis B :

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 * 12.40 = -6.2 \text{ KN.m}^2$$

Appuis C :

$$M_C = -0.4 * 12.40 = -4.96 \text{ KN.m}^2$$

Appuis D :

$$M_D = -0.4 * 12.10 = -4.84 \text{ KN.m}^2$$

Appuis E :

$$M_E = -0.5 * 12.10 = -6.05 \text{ KN.m}^2$$

A l'ELS :

$$M_A = M_D = -0.15M_0$$

Tel que M_0 le moment isostatique max.

$$M_A = M_D = -0.15M_0 = -0.15 * 8.58 = -1.29 \text{ KN.m}^2$$

Appuis B :

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 * 9.02 = -4.51 \text{ KN.m}^2$$

Appuis C :

$$M_C = -0.4 * 9.02 = -3.61 \text{ KN.m}^2$$

Appuis D :

$$M_D = -0.4 * 8.8 = -3.52 \text{ KN.m}^2$$

Appuis E :

$$M_E = -0.5 \times 8.8 = -4.4 \text{KN.m}^2$$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.79} = 0.147$$

$$1+0.3\alpha = 1.044$$

$$1.2+0.3\alpha = 1.244$$

NB : les moments aux appuis sont négatifs mais pour le calcul des moments en travée par la méthode forfaitaire on les remplace par leurs valeurs absolues.

A l'ELU :

Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 6.20}{2} \geq 1.05 \times 9.80 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.147}{2} \times 9.80 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 7.19 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.10 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

Entre (1) et (2) on prend le max défavorable.

$$\Rightarrow M_t = 7.19 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t = 1.05 \times 12.40 - 5.58 = 7.44 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = \frac{1.044 \times 12.4}{2} = 6.47 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 7.44 \text{KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_t = 7.80 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = 6.36 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 7.80 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t = 7.26 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = 6.32 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 7.26 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t = 9.36 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = 4.31 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 9.36 \text{KN.m}$$

A l'ELS :**Travée A-B :**

$$M_t + \frac{0 + 4.51}{2} \geq 1.05 \times 7.13 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.147}{2} \times 7.13 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.23 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.43 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

Entre (1) et (2) on prend le max défavorable.

$$\Rightarrow M_t = 5.23 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t = 1.05 \times 9.02 - 4.06 = 5.41 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = \frac{1.044 \times 9.02}{2} = 4.71 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 5.41 \text{KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_t = 1.05 \times 8.8 - 3.57 = 5.67 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = 1.044 \times 8.8 / 2 = 4.59 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 5.67 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t = 5.28 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = 4.60 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 5.28 \text{KN.m}$$

Travée E-F :

$$M_t = 6.81 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t = 3.14 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\Rightarrow M_t = 6.81 \text{KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.05 \times 3.6}{2} = 10.89 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{q_u \times l}{2} = -11.98 \text{KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.1 \frac{q_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.05 \times 4.05}{2} = 13.48 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l}{2} = -13.48 \text{KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = 13.31 \text{KN}$$

$$V_D = -13.31 \text{KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = 13.31 \text{KN}$$

$$V_E = -13.31 \text{KN}$$

Travée E-F :

$$V_E = 13.14 \text{KN}$$

$$V_F = -11.95 \text{KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 4 :

Tableau III.2.Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	Vg KN	V_d KN
A-B	3.6	6.05	11.79	-1.77	-6.2	7.19	10.89	-11.98
B-C	4.05	6.05	12.40	-6.2	-4.96	7.44	13.48	-13.48
C-D	4.0	6.05	12.40	-4.96	-4.84	7.80	13.31	-13.31
D-E	4.0	6.05	12.10	-4.84	-6.05	7.26	13.31	-13.31
E-F	3.95	6.05	11.79	-6.05	-1.77	9.36	13.14	-11.95

Tableau III.3.Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.6	4.4	8.58	-1.29	-4.51	5.23
B-C	4.05	4.4	9.02	-4.51	-3.61	5.41
C-D	4.0	4.4	9.02	-3.61	-3.52	5.67
D-E	4.0	4.4	8.8	-3.52	-4.4	5.28
E-F	3.95	4.4	8.58	-4.4	-1.29	6.81

- Plancher étage courant (M.F) :

Type2 :

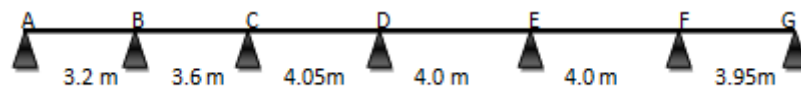


Figure III.7.Poutrelle type 2.

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g KN	V_d KN
A-B	3.2	6.03	11.76	-1.76	-4.88	5.79	9.65	-10.61
B-C	3.6	6.03	9.76	-4.88	-4.94	5.31	11.93	-11.93
C-D	4.05	6.03	12.36	-4.94	-4.94	8.25	13.43	-13.43
D-E	4.0	6.03	12.36	-4.94	-4.82	7.18	13.26	-13.26
E-F	4.0	6.03	12.06	-4.82	-6.03	7.44	13.26	-13.26
F-G	3.95	6.03	11.76	-6.03	-1.76	5.79	13.10	-11.91

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.2	4.36	8.50	-1.28	-3.53	4.19
B-C	3.6	4.36	7.06	-3.53	-3.57	3.99
C-D	4.05	4.36	8.94	-3.57	-3.57	5.97
D-E	4.0	4.36	8.94	-3.57	-3.49	5.77
E-F	4.0	4.36	8.72	-3.49	-4.36	5.38
F-G	3.95	4.36	8.50	-4.36	-1.28	6.89

Type 3 :

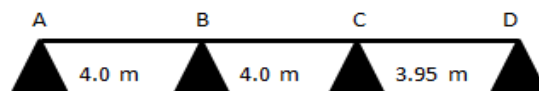


Figure III.8. Poutrelle type 3.

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4.0	6.03	12.06	-1.81	-6.03	9.85	12.06	-13.27
B-C	4.0	6.03	12.06	-6.03	-6.03	6.84	13.27	-13.27
C-D	3.95	6.03	12.06	-6.03	-1.81	9.53	13.01	-11.91

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.0	4.36	8.72	-1.31	-4.36	7.12
B-C	4.0	4.36	8.72	-4.36	-4.36	4.94
C-D	3.95	4.36	8.72	-4.36	-1.31	6.89

III.2.3.2. Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :

- Exemple de calcul :

RDC :

Type 4 :

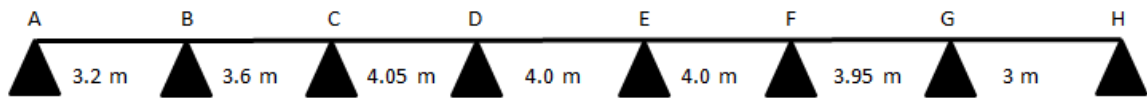


Figure III.9. Poutrelle type 1.

$$G' = (2/3) G = 2/3 * 5.21 = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = (1.35G' + 1.5Q) l_0 = 7.92 \text{ KN/ml}$$

$$q_s' = (G' + Q) l_0 = 5.50 \text{ KN/ml}$$

Moments aux appuis :**A l'ELU :**

$$M_A = M_h = -0.15 * M_0 = -0.15 * 7.92 * 3.3.2^2 / 8 = -1.52 \text{KN.m}$$

$$L_g' = l_0 = 3.2 \text{m}$$

$$L_d' = 0.8 l_0 = 0.8 * 3.6 = 2.88 \text{m}$$

Appui B :

$$M_B = -\frac{7.92 \times (3.2^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.88)} = -8.68 \text{KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{7.92 \times (2.88^3 + 3.24^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.24)} = -8.81 \text{KN.m}$$

Appui D :

$$M_d = -\frac{7.92 \times (3.24^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.24 + 3.2)} = -9.66 \text{KN.m}$$

Appui E:

$$M_E = -\frac{7.92 \times (3.2^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.2)} = -9.541 \text{KN.m}$$

Appui F :

$$M_F = -\frac{7.92 \times (3.2^3 + 3.16^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.16)} = -9.42 \text{KN.m}$$

Appui G :

$$M_G = -\frac{7.92 \times (3.16^3 + 3^3)}{8.5 \times (3.16 + 3)} = -8.86 \text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_H = 0.15 * M_0 = 0.15 * 3.21 * 3.9^2 / 8 = -1.06 \text{KN.m}$$

Appui B :

$$M_B = -\frac{5.5 \times (3.2^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (3.2 + 2.88)} = -6.03 \text{KN.m}$$

Appui C :

$$M_C = -\frac{5.5 \times (2.88^3 + 3.24^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.24)} = -6.12 \text{ KN.m}$$

Appui D :

$$M_D = -\frac{5.5 \times (3.24^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.24 + 3.2)} = -6.71 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{5.5 \times (3.2^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.2)} = -6.62 \text{ KN.m}$$

Appui F:

$$M_F = -\frac{5.5 \times (3.2^3 + 3.16^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.16)} = -6.54 \text{ KN.m}$$

Appui G :

$$M_G = -\frac{5.5 \times (3.16^3 + 3^3)}{8.5 \times (3.16 + 3)} = -6.16 \text{ KN.m}$$

NB : les moments aux appuis sont négatifs, mais pour le calcul de M_t par la méthode de Caquot on les remplace par leurs signes.

Moments en travées :

Ici on reprend la totalité de la charge G.

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 9.45 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 6.64 \text{ KN/ml}$$

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

A l'ELU :

Travée AB :

$$x = \frac{3.9}{2} - \frac{0 - (-8.68)}{9.45 \times 3.2} = 1.31 \text{ m}$$

$$M(x) = 9.45 * 1.31 / 2(3.2 - 1.31) + \left(- 8.68 \times \frac{1.31}{3.2} \right) = 8.15 KN.m$$

Travée BC :

$$x = 1.796 \text{ m}$$

$$M(x) = 6.55 KN.m$$

Travée CD :

$$x = 2.003 \text{ m}$$

$$M(x) = 10.129 KN.m$$

Travée D-E :

$$x = 2.003 \text{ m}$$

$$M(x) = 9.28 KN.m$$

Travée E-F :

$$x = 2.003 \text{ m}$$

$$M(x) = 9.408 KN.m$$

Travée F-G:

$$x = 1.99 \text{ m}$$

$$M(x) = 9.282 KN.m$$

Travée G-H:

$$x = 1.813 \text{ m}$$

$$M(x) = 6.66 KN.m$$

A l'ELS :

Travée AB :

$$M(x) = 6.64 * 1.31 / 2(3.2 - 1.31) + \left(- 6.64 \times \frac{1.31}{3.2} \right) = 5.75 KN.m$$

Travée BC :

$$M(x) = 6.64 * 2.31 / 2(3.6 - 2.31) - 6.03 \left(1 - \frac{2.31}{3.6} \right) - 6.12 * 2.31 / 3.6 = 4.667 KN.m$$

Travée CD :

$$M(x) = 7.184KN.m$$

Travée D-E :

$$M(x) = 6.596KN.m$$

Travée E-F :

$$M(x) = 6.678KN.m$$

Travée F-G:

$$M(x) = 6.588KN.m$$

Travée G-H:

$$M(x) = 4.704KN.m$$

Efforts tranchants :

$$V = \frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{9.45 \times 3.2}{2} - \frac{8.68 - 0}{3.2} = 12.41KN$$

$$V_B = -\frac{9.45 \times 3.2}{2} - \frac{8.68 - 0}{3.2} = -17.83KN$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{9.45 \times 3.6}{2} - \frac{8.81 - 8.68}{3.6} = 16.97KN$$

$$V_C = -\frac{9.45 \times 3.6}{2} - \frac{8.81 - 8.68}{3.6} = -17.04KN$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{9.45 \times 4.05}{2} - \frac{9.66 - 8.81}{4.05} = 19.93KN$$

$$V_D = -\frac{9.45 \times 4.05}{2} - \frac{9.66 - 8.81}{4.05} = -19.35KN$$

Travée DE:

$$V_D = \frac{9.45 \times 4.0}{2} - \frac{9.54 - 9.66}{4.0} = 18.93KN$$

$$V_E = -\frac{9.45 \times 4.0}{2} - \frac{9.54 - 9.66}{4.0} = -18.87 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = \frac{9.45 \times 4.0}{2} - \frac{9.42 - 9.54}{4.0} = 18.93 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{9.45 \times 4.0}{2} - \frac{9.42 - 9.54}{4.0} = -18.87 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$V_F = \frac{9.45 \times 3.95}{2} - \frac{7.60 - 9.42}{3.95} = 19.12 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{9.45 \times 3.95}{2} - \frac{7.60 - 9.42}{3.95} = -18.20 \text{ KN}$$

Travée GH :

$$V_C = \frac{9.45 \times 3}{2} - \frac{0 - 7.60}{3} = 16.71 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{9.45 \times 3}{2} - \frac{0 - 7.60}{3} = -11.64 \text{ KN}$$

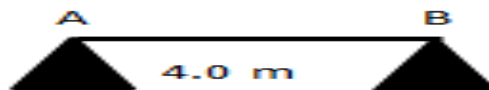
Type 4 :

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	3.2	9.45	-1.52	-8.68	8.15	12.41	-17.83
B-C	3.6	9.45	-8.68	-8.81	6.55	16.97	-17.04
C-D	4.05	9.45	-8.81	-9.66	10.13	19.93	-19.35
D-E	4.0	9.45	-9.66	-9.54	9.289	18.93	-18.87
E-F	4.0	9.45	-9.54	-9.42	9.408	18.93	-18.87
F-G	3.95	9.45	-9.42	-8.86	9.282	19.12	-18.20
G-H	3	9.45	-8.86	-1.52	6.66	16.71	-11.64

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.2	6.64	-1.06	-6.03	5.75
B-C	3.6	6.64	-6.03	-6.12	4.66
C-D	4.05	6.64	-6.12	-6.71	7.18
D-E	4.0	6.64	-6.71	-6.62	6.59
E-F	4.0	6.64	-6.62	-6.54	6.67
F-G	3.95	6.64	-6.54	-6.16	6.58
G-H	3	6.64	-6.16	-1.06	4.70

III.2.3.3. Calcul des sollicitations pour les poutrelles isostatiques :**Type 6 :****Terrasse inaccessible :****Figure III.10.** Poutrelle type 5.

$$q_u = 6.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.4 \text{ KN/ml}$$

Moments aux appuis :A l'ELU :

$$M_A = M_B = -0.15 \cdot 6.05 \cdot 4^2 / 8 = -1.81 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_B = -0.15 \cdot 4.4 \cdot 4^2 / 8 = -1.32 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :A l'ELU :

$$M_t = 6.05 \cdot 4^2 / 8 = 12.1 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_t = 8.80 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$V_A = 6.05 \cdot 4/2 = 12.1 \text{ KN}$$

$$V_B = 6.16 \cdot 4/2 = -12.1 \text{ KN}$$

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4	6.05	-1.81	-1.81	12.1	12.1	-12.1

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4	4.4	-1.32	-1.32	8.8

Etage courant :

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4	6.03	-1.81	-1.81	12.06	12.06	-12.06

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4	4.36	-1.31	-1.31	8.72

RDC/

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g KN	V _d KN
A-B	4	9.45	-2.83	-2.83	18.9	18.9	-18.9

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4	6.64	-1.99	-1.99	13.28

Tableau III.16. Sollicitation maximales.

Désignation	L'ELU				L'ELS		
	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{riv} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{riv} (KN.m)
Terrasse inaccessible	12.1	-6.20	-1.81	13.48	8.8	-4.51	-1.32
Etage courant	12.06	-6.03	-1.83	13.43	8.72	-4.36	-1.31
RDC	18.90	-9.66	-2.83	19.12	13.28	-6.71	-1.99

III.2.4. Ferrailage des poutrelles :

a. Ferrailage longitudinales :

Exemple de calcul étage courant:

$$M_t = 12.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = -6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.83 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.43 \text{ KN}$$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$, la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de

compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.05m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{12.06 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.040 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{12.06 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A \text{ calculer.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

On opte pour 2HA12 + 1HA10 avec $A = 3.05 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = -6.03 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.03 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.131$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}) = 0.176$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.176) = 0.167 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.03 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec A=1.92cm².

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 1.81 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0393$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.05$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm².

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 13.43 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.43 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

b. Ferrailage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 10 / 10, 8\} = 5.70 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c. Espacement S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Savant:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Armatures droit.)}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.75 - 0.3 \times 2.1)} = 152\text{cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$S_t \leq 152\text{cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57m = 57cm \dots\dots\dots(3)$$

St= min (1; 2; 3)

Soit St = 15cm.

d. Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 13.43 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.88 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

e. Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ tel que : $A_s = A_t + A_a$

$$A_s = 3.05 + 0.5 = 3.55cm^2.$$

$$1.15 \times 13.43 \times 10^{-3} / 400 = 0.39cm^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_s = 3.05 + 1.92 = 4.97cm^2.$$

$$1.15 / 400 (13.43 - 6.03 / 0.9 \times 0.18) \times 10^{-3} = 1.31cm^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant le moment.

f. Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2cm$

$$V_u = 0.01343MN < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108MN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

g. Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 * 0.04^2 / 2 - 15 * 3.05 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.205 \text{ cm}$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcule comme une section T

Calcul de y : $by^2/2 - (b-b_0)(y-h_0)^2/2 + 15A_{st}(y-d') - 15A_{sc}(d-y) = 0$ avec $A_{sc} = 0$

$$10y^2 + 531.5y - 2527 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.3\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 10307 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * Y / I = 8.72 * 10^{-3} * 4.3 * 10^{-2} / (10307 * 10^{-8}) = 3.64 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -4.36 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b_0 * h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7.70\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 4577.17 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * Y / I = 4.36 * 10^{-3} * 7.7 * 10^{-2} / (4577.17 * 10^{-8}) = 7.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

h. Etat limite de déformation :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{405} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$ condition vérifié

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{20}{405} \geq \frac{8.72}{15 \times 13.43} = 0.043 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$3.05 / (10 \times 18) = 0.017 > 3.6 / 400 = 0.009$ condition non vérifiée

Donc on doit vérifier **la flèche**.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{405}{500} = 0.81 \text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

i. Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

j. Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$y = 4.1 \text{ cm.}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$v = 7.006 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = 8736.30 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho}$$
 Déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$
 Déformation différée.

k. Calcul des modules de déformations E_i et E_v :

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$

l. Contraintes :

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

m. Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

n. Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.21 = 2.74 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.21 = 3.39 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.21 + 1.5) = 4.36 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 2.848 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 5.206 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

$$I_0 = 19795.73 \text{ cm}^4$$

$$I = 10306.37 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.017} = 2.524$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 2.524 = 1.0096$$

$$\sigma_{sj} = 56.41MPa$$

$$\sigma_{sg} = 103.12MPa$$

$$\sigma_{sp} = 132.81MPa$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 83.93 + 2.1} = 0.53 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 103.87 + 2.1} = 0.60 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 133.58 + 2.1} = 0.67 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 2.524 \times 0.38} = 11114.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 19795.73 \times 0.597} = 8686.396 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 2.524 \times 0.669} = 8099.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 19795.73}{1 + 1.0096 \times 0.597} = 13586.37 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.848 * 100000 * 4.05^2}{10 * 32164.195 * 11114.84} = 1.31 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{5.206 * 100000 * 4.05^2}{10 * 32164.195 * 8686.396} = 3.05 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{6.70 * 100000 * 4.05^2}{10 * 32164.195 * 8099.25} = 4.22 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{5.206 * 100000 * 4.05^2}{10 * 10721.398 * 13586.37} = 5.86 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.86 - 1.31 + 4.22 - 3.06 = 5.71 \text{ mm}$$

$\Delta f = 0.571 \text{ cm} < f_{adm} = 0.81 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée.

Tableau III.17. Ferrailage des poutrelles

Poutrelles		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculée} (cm^2)$
Plancher	En travée	12.1	0.040	0.051	0.176	1.97

terrasse inaccessible	Appuis Int	-6.20	0.135	0.182	0.167	1.067
	Appuis rive	-1.81	0.0393	0.05	0.176	0.3
Etage courant	En travée	12.06	0.040	0.051	0.176	1.97
	Appuis Int	-6.03	0.131	0.176	0.167	1.04
	Appuis rive	-1.83	0.0397	0.05	0.176	0.3
RDC	En travée	18.90	0.063	0.081	0.174	3.12
	Appuis Int	-9.66	0.21	0.30	0.158	1.76
	Appuis rive	-2.83	0.061	0.079	0.174	0.47

Tableau III.18. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles A l'ELU dans les différents planchers

Poutrelles		$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{trav
Plancher terrasse inaccessible	En travée	1.97	1.41	2T12+1T10=3.05	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis Int	1.067	0.22	2T10=1.57	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis rive	0.3	0.22	1T8=0.5	Etrier ϕ_6 =0.57
Etage courant	En travée	1.97	1.41	2T12+1T10=3.05	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis Int	1.04	0.22	1T12+1T10=1.92	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis rive	0.3	0.22	1T8=0.5	Etrier ϕ_6 =0.57
RDC	En travée	3.12	1.41	2T12+1T14=3.8	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis Int	1.76	0.22	2T12=2.26	Etrier ϕ_6 =0.57
	Appuis rive	0.47	0.22	1T8=0.5	Etrier ϕ_6 =0.57

- **Vérification à l'ELU :**

-Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa] = 3.33 \text{ MPA}$$

Tableau III.19. Vérification au cisaillement

Plancher	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Terrasse	13.48	0.75	Vérifie
Etage courant	13.43	0.75	Vérifie
RDC	19.12	1.06	Vérifie

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure.

$$- \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau III.20. Vérification au cisaillement

Plancher	$V_u (KN)$	$\tau_u (MPa)$	Observation
Terrasse	13.48	0.88	Vérifie
Etage courant	13.43	0.88	Vérifie
RDC	19.12	1.25	Vérifie

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

- **Appuis de rive :**
- On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ tel que : $A_s = A_t + A_a$

Tableau III.21. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	$V_u (KN)$	$1.15 \times V_u / f_e (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Observation
Terrasse	13.48	0.39	3.55	Vérifie
Etage courant	13.43	0.39	3.55	Vérifie
RDC	19.12	0.55	4.3	Vérifie

- **Appuis intermédiaire :**
- On doit vérifier que :
- $A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$.

Tableau III.22. Vérification des armatures longitudinales

Plancher	$V_u (KN)$	$1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$	$A_s (cm^2)$	Observation
Terrasse	13.48	1.29	4.62	Vérifie
Etage courant	13.43	1.31	4.97	Vérifie
RDC	19.12	2.26	6.06	Vérifie

Tableau III.23. Vérification des états limite de compression du béton

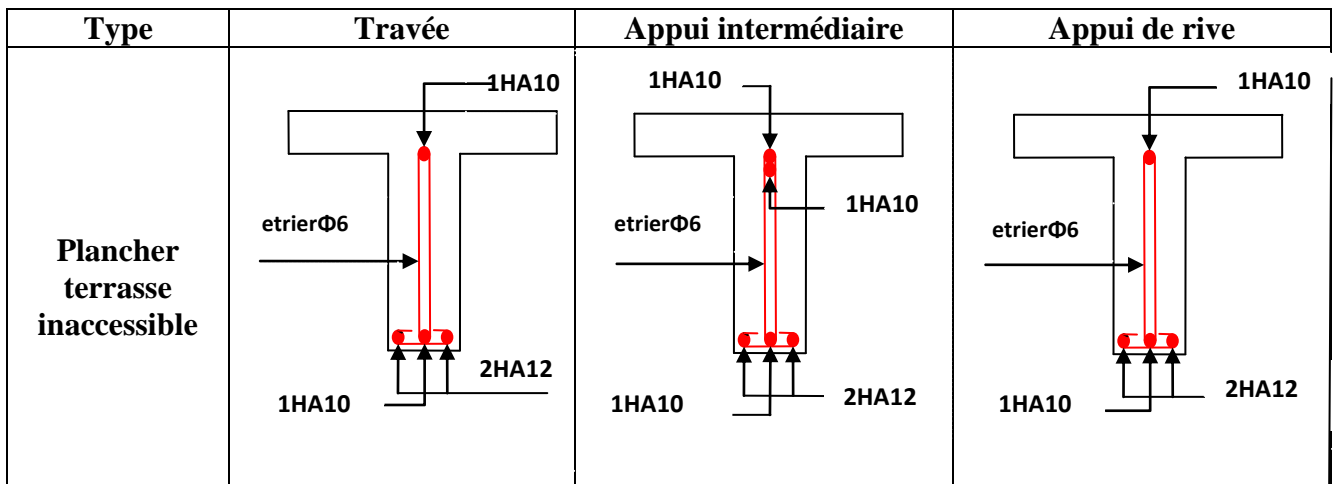
Plancher	En travée			Aux appuis			$\bar{\sigma}$ (MPa)
	M_t (KN.m)	$I * 10^{-4}$ (m ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	$I * 10^{-4}$ (m ⁴)	σ (MPa)	
Terrasse	8.8	1.03	3.75	-4.5	0.68	4.76	15
Etage courant	8.72	1.03	3.71	-4.36	0.68	4.61	15
RDC	13.28	1.07	6.006	-6.71	0.509	10.75	15

Tableau III.24. Vérification des états limite de déformation.

Désignation	$L_{max}(m)$			$M_j^{ser}(KN.m)$			$M_g^{ser}(KN.m)$			$M_p^{ser}(KN.m)$		
Terrasse	4.05			2.848			5.78			6.78		
Etage courant	4.05			2.848			5.20			6.70		
RDC	4.05			2.848			5.206			10.204		
Désignation	I 10^{-8} (m^4)	I_0 10^{-8} (m^4)	P	λ_i	λ_v	σ_j (MPa)	σ_g (MPa)	σ_p (MPa)	μ_j	μ_g	μ_p	
Terrasse	1.28	3.02	0.01	2.524	1.009	56.41	114.49	134.30	0.38	0.63	0.67	
Etage courant	1.28	3.04	0.01	2.524	1.009	56.41	103.12	132.81	0.38	0.60	0.67	
RDC	1.9	3.47	0.017	2.03	0.81	52.24	95.49	187.16	0.43	0.64	0.79	
/	$I_f(10^{-4}m)$				f (cm)							
Désignation	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	f_{ji}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	observation	
Terrasse	1.11	0.84	0.81	1.33	0.131	0.350	0.428	0.663	0.61	0.81	V	
Etage courant	1.11	0.87	0.81	1.36	0.131	0.305	0.422	0.586	0.57	0.81	V	
RDC	1.24	1.01	0.89	1.53	0.117	0.261	0.585	0.519	0.726	0.81	V	

Remarque :

On voit bien que la flèche vérifiée pour les poutrelles de **terrasse, étage courant , et RDC.**



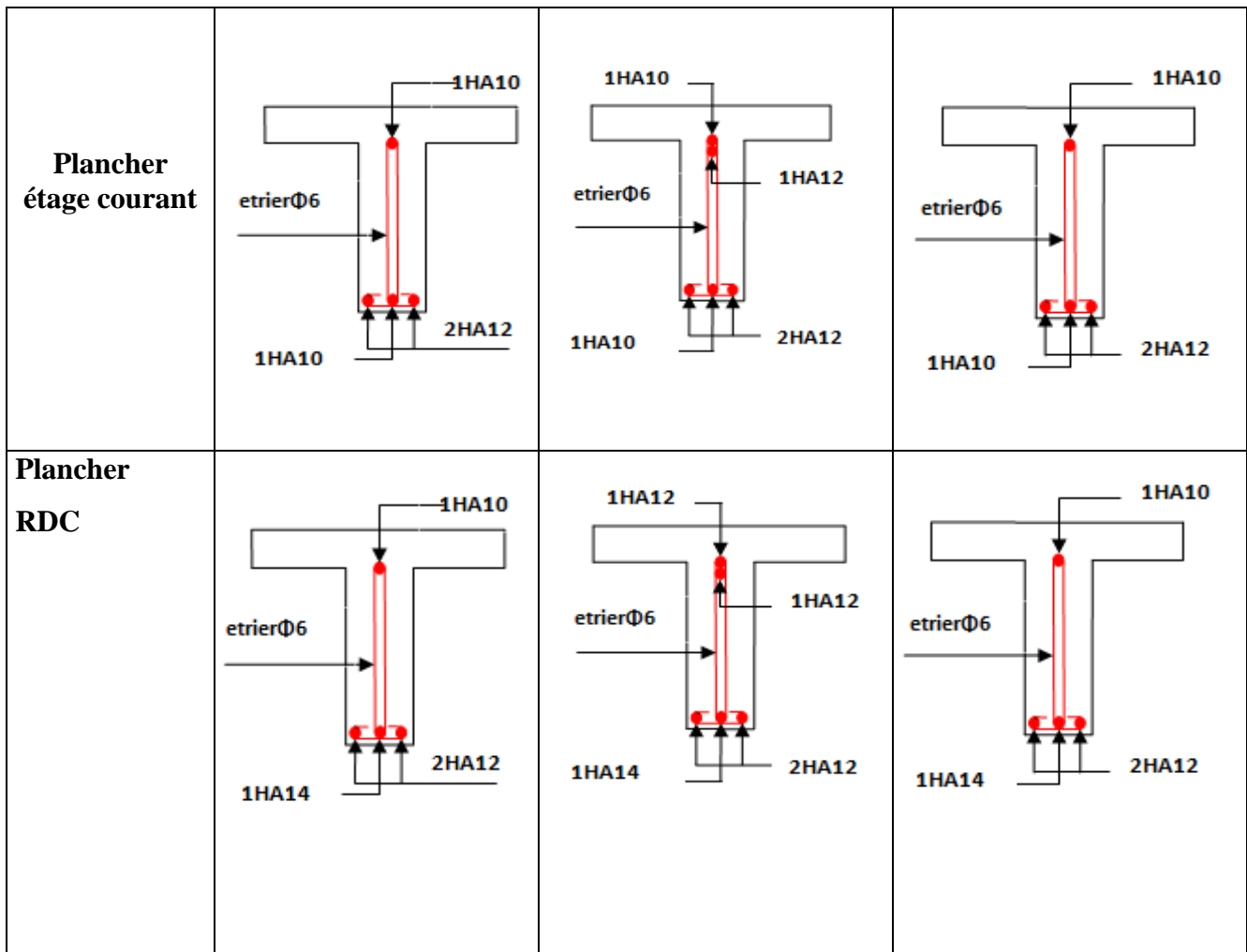


Figure III.11. Schéma de ferrailage des poutrelles

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm.....condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm ≤ 30 cm.....condition vérifiée.

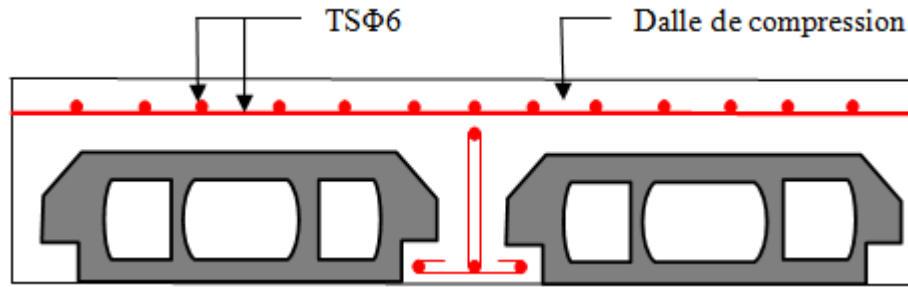


Figure III.12. Schéma de ferrailage de dalle compression.

III.3. Dalle pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Type 1 :

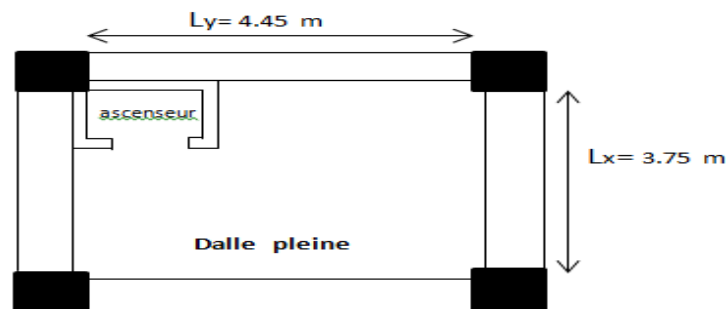


Figure III.13. Dalle sur quatre appuis.

$$\rho = l_x / l_y$$

l_x : la petite portée de la dalle

l_y : la grande portée de la dalle.

$$L_x = 3.7 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.1 \text{ m.}$$

- **Evaluation des charges :**

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 10.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

- **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0517$$

$$\mu_y = 0.6678$$

$$M_x = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5.006 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 5.62 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 3.75 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -3.75 \text{ KN.m.}$$

- **Le ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1ml

On a : $b = 100 \text{ cm}$, $e = 15 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, FPN

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.023 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_t^x :

$$\alpha = 0.029$$

$$Z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_s = 1.26 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0.015$$

$$\Rightarrow \text{pivot A} : \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_t^y :

$$\alpha = 0.029$$

$$Z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.015 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A} : \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_a :

$$\alpha = 0.019$$

$$Z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_x^{\min} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

sens x-x :

Soit : $A_s = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml$.

Sens y-y :

Soit : $A_s = A_{min} = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml$.

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Résultats de ferrailage.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	5.62	0.023	0.029	0.128	1.26	1.29	2.01=4HA8	25
Y	3.75	0.015	0.019	0.128	0.83	1.2	2.01=4HA8	25
En appui								
X et Y	3.75	0.015	0.019	0.128	0,83	1.29	2.01=4HA8	25

• **Vérifications :**

A l'ELU :

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{10.31 \times 3.75}{2} \times \frac{4.45^4}{3.75^4 + 4.45^4} = 12.88 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.12 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.12 \text{MPa} \leq 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A P'ELS :

$$P = G+Q= 6.16+2.5= 8.66\text{KN}$$

$$\mu_x = 0.0586$$

$$\mu_y = 0.7655$$

$$M_x = 6.06\text{KN.m}$$

$$M_y = 4.64\text{KN.m}$$

$$M_t^x = 0.75M_x = 4.54\text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 3.48\text{KN.m.}$$

• **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Calcul de y :

$$by^2/2 + 15 * A * Y - 15 * A * d = 0$$

$$100y^2/2 + 15 * 3.14 * y - 15 * 3.14 * 12 = 0$$

$$y = 2.51$$

$$I = by^3/3 + 15 * A * (d - y)^2$$

$$I = 3844.8\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.97\text{MPa} < \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$$

(pas de risque de fissuration du béton)

• **La contrainte dans l'acier :**

Pas de vérification à faire car les fissurations sont peu nuisibles

• **La flèche :**

$$1. e \geq \max (3/80, M_x^t/20M_x) l_x \Leftrightarrow 0.14 \geq \max (3/80, 4.54/(20 * 6.06)) 3.75 = 0.140\text{m} \dots \text{condition vérifie}$$

$$2. A_t^x \leq 2 * b * d / f_e \Leftrightarrow 2.01 \leq 2 * 100 * 13 / 400 = 6.5\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$$

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la vérification de la flèche est inutile.

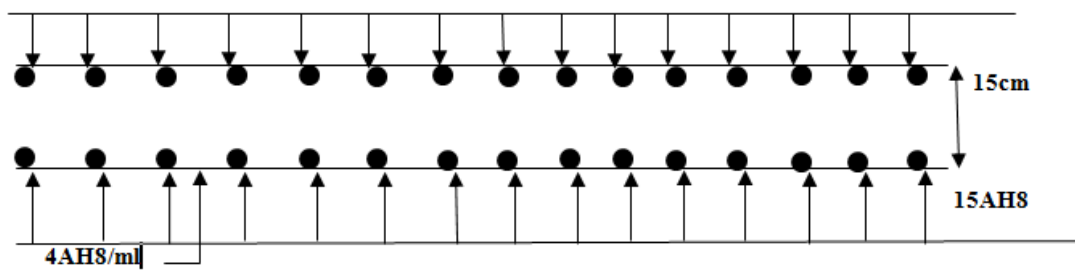


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

Type 2 :

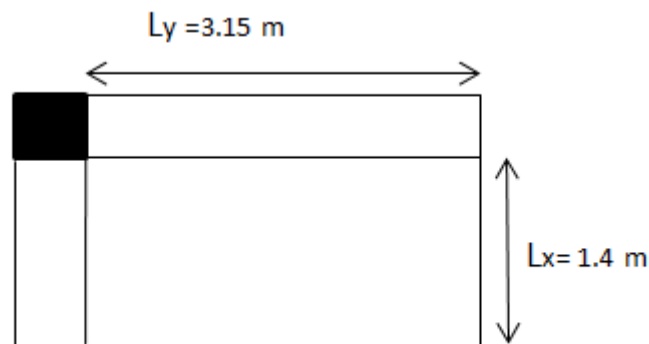


Figure III.15. Dalle sur deux appuis.

$L_x = 1.4\text{m}$.
 $L_y = 3.15\text{m}$.

• **Evaluation des charges :**

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 11.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.44 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.1049$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$M_x = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.61 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 2.06 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.52 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0.3 M_y = -0.18 \text{ KN.m}$$

- **Le ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1ml

On a : $b = 100 \text{ cm}$, $e = 12 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, FN

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.0014 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_t^x :

$$\alpha = 0.018$$

$$Z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_s = 0.60 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0.0036 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_f^y :

$$\alpha = 0.0046$$

$$Z = 0.0099\text{m}$$

$$A_s = 0.15\text{cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.0051 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_a :

$$\alpha = 0.0064$$

$$Z = 0.0099\text{m}$$

$$A_s = 0.21\text{cm}^2$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0.0013 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{MPa.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A_a :

$$\alpha = 0.0016$$

$$Z = 0.0099\text{m}$$

$$A_s = 0.052\text{cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = A_a^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

Sens x-x :

$$A_{\min} = 1.22\text{cm}^2 > A_{\text{calculée}} \quad \text{donc on ferraille avec } A_{\min}$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y-y :

$$A_{\min} = 0.96\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{\min} = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t = (100/4) = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \text{ok}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Résultats de ferrailage.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.06	0.014	0.018	0.0099	0.60	1.22	2.01=4HA8	25
Y	0.52	0.0036	0.0046	0.0099	0.15	0.96	2.01=4HA8	25
En appui								
X	0.73	0.0051	0.0064	0.0099	0,21	1.22	2.01=4HA8	25
Y	0.18	0.0013	0.0016	0.0099	0.052	0.96	2.01=4HA8	25

• **Vérifications :**

A l'ELU :

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2}$$

$$V_{ux} = \frac{11.81 \times 1.4}{2} = 5.51 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.058 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.058 \text{MPa} \leq 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A P'ELS :

$$P = G+Q = 4.86+3.5 = 8.36 \text{KN}$$

$$\mu_x = 0.1075$$

$$\mu_y = 0.3155$$

$$M_x = 1.76 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.55 \text{KN.m}$$

$$M_t^x = 0.85 M_x = 1.50 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.47 \text{KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.53 \text{KN.m.}$$

$$M_a^y = -0.3 M_y = -0.17 \text{KN.m}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton**

- **En travée Lx :**

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

Calcul de y :

$$by^2/2 + 15 \cdot A \cdot Y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$100y^2/2 + 15 \cdot 2.01 \cdot y - 15 \cdot 2.01 \cdot 10 = 0$$

$$y = 2.17 \text{cm}$$

$$I = by^3/3 + 15 \cdot A \cdot (d-y)^2$$

$$I = 2189.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée (pas de risque de fissuration du béton)}$$

• **En travée Ly :**

$$y = 2.17 \text{ cm}$$

$$I = 2189.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée (pas de risque de fissuration du béton)}$$

En appuis Lx :

$$y = 2.17 \text{ cm}$$

$$I = 2189.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée (pas de risque de fissuration du béton)}$$

En appuis Ly :

$$y = 2.17 \text{ cm}$$

$$I = 2189.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée (pas de risque de fissuration du béton)}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 57.36 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

$$1. e \geq \max (3/80, M_x^t / 20M_x) \Leftrightarrow 0.14 \geq \max (3/80, 1.50 / (20 \times 1.76)) \times 1.4 = 0.059 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. A_t^x \leq 2 \times b \times d / f_e \Leftrightarrow 2.01 \leq 2 \times 100 \times 10 / 400 = 5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc d'après le BAEL 91 et CBA 93, la vérification de la flèche est inutile.

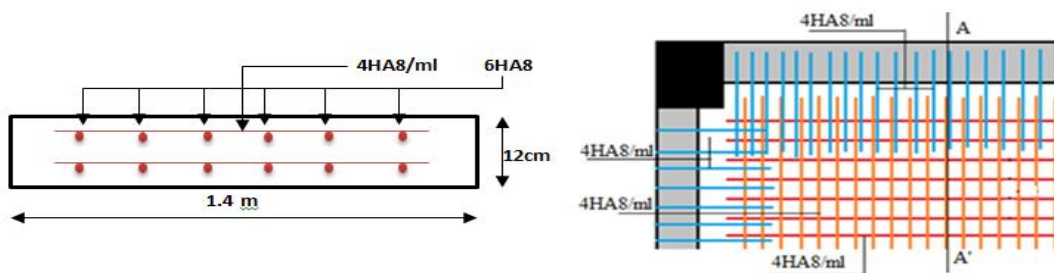


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis perpendiculaires.

Type 3 :

1) Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments :

✓ 1^{iere} étape :

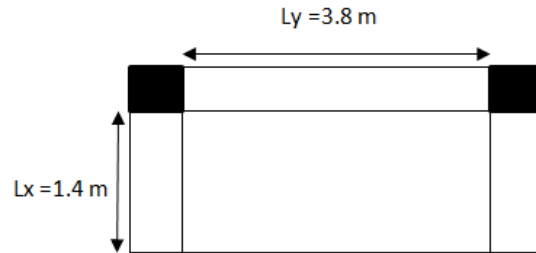


Figure III.17. Dalle sur trois appuis

$$l_x = 1.4 < \frac{l_y}{2} = 1.9 \rightarrow M_y^0 = \frac{p * l_x^3}{6}$$

$$M_x^0 = \frac{p * l_x^2 * l_y}{2} - 2 * \frac{p * l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{11.81 * 1.4^3}{6} = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{11.81 * 1.4 * 3.8}{2} - 2 * \frac{11.81 * 1.4^3}{3} = 22.37 \text{ KN.m}$$

✓ 2^{ieme} étape :

$$M_x^t = 0,85 * M_x^0 = 0,85 * 22.37 = 19.02 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 * M_y^0 = 0,85 * 5.40 = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 * 22.37 = -6.71 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage :

✓ En travée :

Sens	M(KN.m)	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	19.02	0,180	0,092	5.89	4HA14 = 6.16
y-y	4.59	0,041	0,098	1.34	4HA8 = 2.01

✓ En appui :

M^a	α	$Z(m)$	A calculé (cm ²)	A calculé (cm ²)
6.71	0,060	0,097	1.97	4HA8= 2.01

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho \leq 0,4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0,0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } T.S \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0,0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

→ dans notre cas $fe = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008.$

$$A_x^{\min} = 0,0008 * 100 * 12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$.A_x = 5.89 \text{ cm}^2 > 0.96 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

d) Vérification de cisaillement :

Charge répartie et $\rho < 0,4$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2}$$

$$V_x = 8.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{8.26 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0,082 < 1,25 \quad \text{c'est vérifié.}$$

e) Les espacements :

Parallèle à l_x : $S_t \leq \min (3 * h_0, 33 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (3 * 12, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Parallèle à l_y : $S_t \leq \min (4 * h_0, 45 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (4 * 12, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

Parallèle à l_x : $A = 4HA14 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$

Parallèle à l_y : $A = 4HA8 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$

2) Calcul à l'ELS :

$$p_s = G + Q = 4.86 + 3,5 = 8.36 \text{ KN/m}$$

$$M_x^0 = 15.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 13.46 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 3.25 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries).

→ fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0 \quad , \quad \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

Sens	M_{ser}	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
XX	13.46	5.89	3.4730	5332.7	8.77	15	vérifié
YY	3.25	1.34	2.1725	2189.1	3.23	15	vérifié

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{140} = 0.086$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.086 \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$2) \frac{13.46}{10 * 15.83} = 0.085 < 0.086 \text{ vérifier}$$

$$3) \frac{6.16}{100 * 10} = 0.00616 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ vérifier}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{380} = 0.031$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.031 \Rightarrow$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm \Rightarrow f_{adm} = \frac{380}{500} = 0.76cm$

$$y = 2.17 \text{ cm}$$

$$I = 2189.07 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

La flèche totale vérifiée

III.4. Les Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant dépasser à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue des écarts en cas d'urgence. Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de l'ouvrage (Habitation, salle de spectacle...etc.).

Notre escalier est à trois volées :

1^{er} type étage courant :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.53 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.31 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

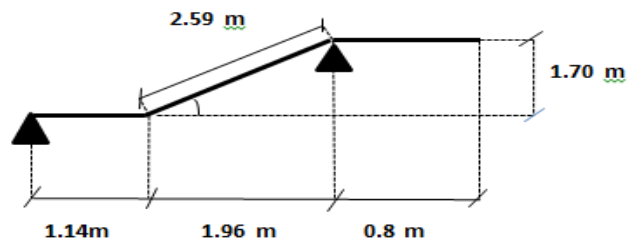


Figure III.18. Schéma statique escalier

Calcul à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.53) + (1.5 \times 2.5) = 15.26 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 2.5) = 10.92 \text{ KN/ml.}$$

- Schéma statique:

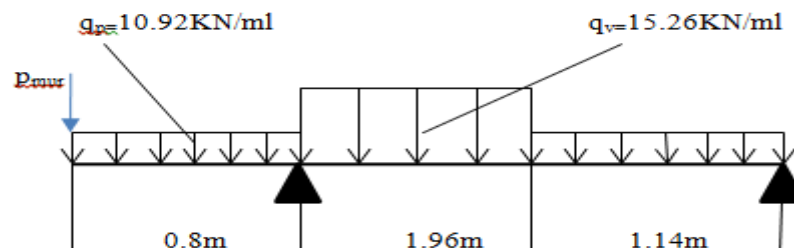


Figure III.19. Schéma statique de la partie AB

- Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 38.47 \text{ KN.}$$

$R_B = 17.28KN.$

Calcul des moments :

$AL'ELU \rightarrow \begin{cases} M_t^{max} = 13.38KN.m. \\ T^{max} = 17.28KN \\ Ma^{max} = 7.22KN.m \end{cases}$

$AL'ELS \rightarrow \begin{cases} M = 13.98KN.m \\ T = 6.04KN \end{cases}$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau de la page suivante :

Tableau III.27.Tableau de ferraillage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis.

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
13.38	0.056	0.072	0.126	3.05	1.57	4.52=4HA12	25
En appui							
7.22	0.030	0.038	0.128	1.62	1.57	2.01=4HA8	25

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$T = 17.28KN$

$\tau = T/b*d = 17.28*10^{-3}/(1*0.13) = 0.133MPa$

$\bar{\tau} = 0.07*f_{c28}/\gamma_b = 2.5MPa \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Armatures de répartition :**

En travée :

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2/ml$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm.$

En appuis :

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

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm.$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.53 + 2.5 = 11.03\text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.31 + 2.5 = 7.81\text{KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)		M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
27.82	12.40		12.22	9.62	3.57	7545.74	4.56	15	vérifiée
En appui									
27.82	12.40		12.22	5.26	2.51	3844.81	3.44	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$e \geq \max (3/80, M_t^x/20*M_0^x) lx \Leftrightarrow 0.15 < 0.165 \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.29. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
3.10	4.52	4.56	7.84	10.39	7545.74	189551
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fji}(cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.57	208506	123877	86060	163757	0.053	0.62

Schéma de ferrailage :

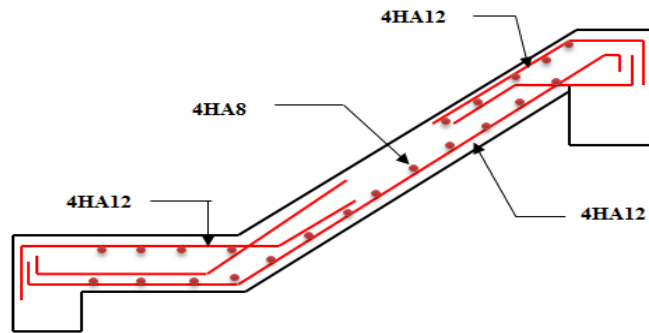


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier

2^{ème}) Partie 2:

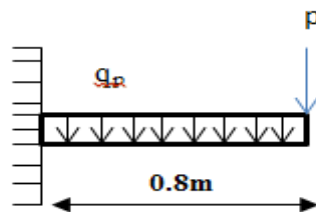


Figure III.21. Schéma de la partie 2

• Les charge sur la palier d'escalier :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.31 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$P=(13 * 0.1 * 1) * 1=1.3\text{KN}$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU :

• La charge qui revient sur la volée :

$$- q_u = 1.35(5.31) + 1.5(2.5) = 15.37 \text{ KN/m}$$

$$- P_u = 1.35 * (1.3) = 1.755\text{KN}$$

$$M_u^{max} = -P_u * l - q_u * \frac{l^2}{2} = -6.32\text{KN.m}$$

$$V_u^{max} = P_u + q_u * l = 14.05 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
6.32	0.026	0.033	0.128	1.42	1.57	4HA8/ml 2.01	4HA8/ml 2.01

$A_r = A_{choisi}/3 = 0.67cm^2$ donc on opte pour 4HA8= 2.01cm²

• **Vérification de l'espace :**

$St = 25cm \leq \min (2e 25cm) = 20cm$ condition vérifiée

$St = 25cm \leq \min (3e 33cm) = 20cm$ condition vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$T = 14.05KN$

$\tau = T/b*d = 14.05*10^{-3}/(1*0.13) = 0.108MPa$

$\bar{\tau} = 0.07*f_{c28}/\gamma_b = 2.5MPa \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$ condition vérifie (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

Calcul à l'ELS :

$P_s = 1.3KN$

$q_s = (5.31+2.5) = 7.81 KN/m$

$M_s = [(7.81 \times 0.8^2)/2 + 1.3 \times 0.8] = 3.54 KN. m.$

• **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y :

$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 13) = 0$

$50y^2 + 67.8y - 881.4 = 0$

$y = 2.51cm$

Calcul de I :

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

$I = 3844.81cm^4$

• Calcul de σ_{bc} :

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

$\sigma_{bc} = 2.31 < 15\text{MPa}$ vérifiée

• Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

On a fissuration nuisible :

$\sigma_{st} = 144.87 < 201.6$ vérifiée

• Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{80} = 0.187$

$\frac{1}{16} = 0.062$

$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.187 \Rightarrow$ vérifier

2) $\frac{0.75}{10} = 0.075 < 0.187$ vérifier

3) $\frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ vérifier

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Schéma de ferrailage :

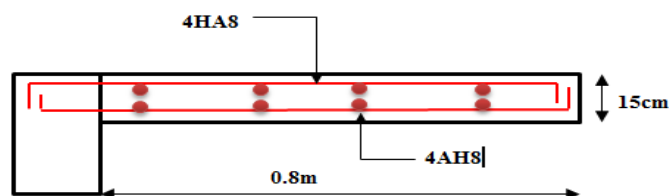


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la 2^{ème} partie

2^{ème} type :

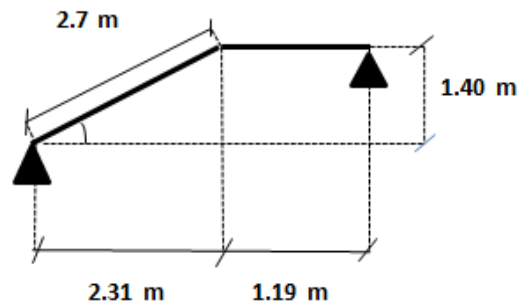


Figure III.23. Schéma statique de la partie 1 de 2^{ème} type

- Les charges sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.53 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- Les charges sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.31 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

- La charge sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.53) + (1.5 \times 2.5) = 15.26 \text{ KN/ml.}$$

- La charge sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 2.5) = 10.91 \text{ KN/ml.}$$

- Schéma statique:

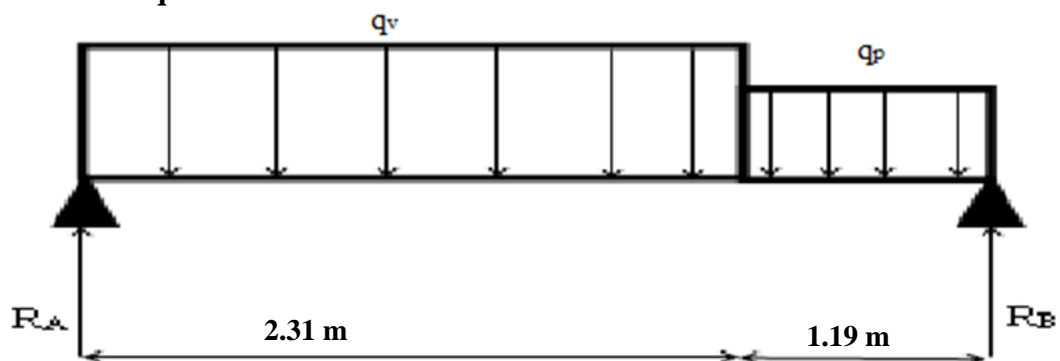


Figure III.24. Schéma statique de la partie 1

- Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$R_A=25.83KN.$

$R_B=22.24KN.$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M=21.86KN.m \\ T=25.83KN \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels :**

$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 21.86 = -10.93KN.m.$

$M_r = -0.75 M^{max} = -0.75 \times 21.86 = -16.39KN.m.$

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Tableau de ferraillage de la partie 1

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
16.39	0.068	0.089	0.125	3.76	1.57	4.52=4HA12	16.5
En appui							
10.93	0.046	0.058	0.127	2.47	1.57	3.14=4HA10	25

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$T = 25.83KN$

$\tau = T/b*d = 25.83 \times 10^{-3} / (1 \times 0.13) = 0.2MPa$

$\bar{\tau} = 0.07 * f_{c28} / \gamma_b = 1.16MPa \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

• **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2 / ml.$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm.$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33 cm) = 33cm > 16.5cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.53 + 2.5 = 11.03\text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.31 + 2.5 = 7.81\text{KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)		M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
18.65	16.12		15.78	11.83	3.57	7545.7	5.60	15	vérifiée
En appui									
18.65	16.12		15.78	7.88	3.06	5608.7	4.30	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$1- e \geq \max (3/80, M_t^x/20 * M_0^x) lx \Leftrightarrow 0.15 < 0.18 \dots\dots\dots$$
condition non vérifie

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.33. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
3.50	3.57	7.33	10.15	13.37	8995.2	190063.7
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.92	146801	99042	78119	144749	0.097	0.7

Remarque :

On voit bien que la flèche est vérifié

• **Schéma de ferrailage :**

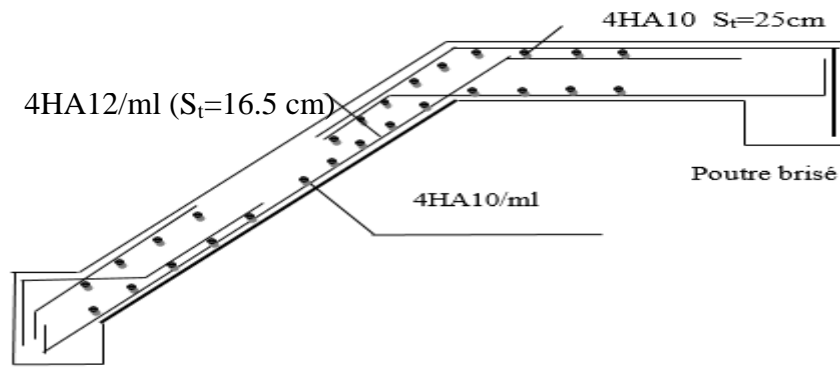


Figure III.25.Schéma de ferrailage la partie 2

III.5. Calcul de la poutre brisée de l'escalier à trois volée :

Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Charges transmises sous efforts tranchants.
- Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

Dimensionnement :

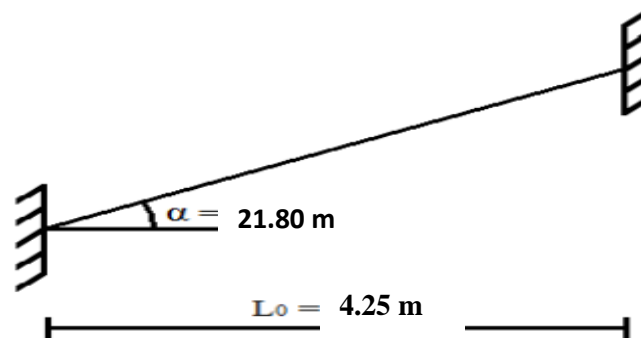


Figure III.26.Schéma de la poutre brisée

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

$$L = L_0 / \cos \alpha = 4.25 / \cos 21.80 = 4.58m$$

Donc soit $h = 45$ cm et $b = 35$ cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple :

Charges revenant à la poutre brisée :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.45 = 3.94 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.45 / \cos 21.80 = 4.24 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

Poids du palier : $G_{p1} = 1,5 \times 5.31 = 7.96 \text{KN/m}$

Poids de la volée : $G_v = 8.53 \times 2.75 = 23.45 \text{ KN/m}$

Poids de mur : $G_{mp1} = 1.3 \times 1.87 = 2.43 \text{ KN/m}$

$G_{mp2} = 1,19 \times 1.3 = 1.55 \text{KN/m}$

• À l'ELU :

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

$Q_{up1} = 1,35 \times (7.96 + 2.43 + 3.94) + 1,5 \times 2,5 = 23.09 \text{KN/m}$

$Q_{uv} = 1,35 \times (23.45 + 4.24 + 1.55) + 1,5 \times 2,5 = 43.22 \text{ KN/m}$

• À l'ELS :

$Q_s = G + Q$

$Q_{sp1} = 7.96 + 2.43 + 3.94 + 2,5 = 16.83 \text{KN/m}$

$Q_{sv} = (23.45 + 4.24 + 1.55) + 2,5 = 31.7 \text{ KN/m}$

Calcul à l'ELU :

▪ Calcul de « q » équivalente

$$q_{U, \text{éq}} = \frac{23.09 \times 1.5 + 43.22 \times 2.75}{4.25} = 36.11 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow q_{U, \text{éq}} = 36.11 \text{KN/m}$$

$$q_{S, \text{éq}} = \frac{16.83 \times 1.5 + 31.7 \times 2.7}{4.25} = 26.45 \text{KN/m}$$

$$\Rightarrow q_{S, \text{éq}} = 26.45 \text{KN/m}$$

▪ Calcul des moments

La poutre est bi-encastée, et les moments ont comme suit :

• A l'ELU $\left\{ \begin{array}{l} M_U^t = \frac{q_U \times l^2}{24} = \frac{36.11 \times 4.25^2}{24} = 27.17 \text{KN.m} \\ M_U^a = \frac{q_U \times l^2}{12} = \frac{36.11 \times 4.25^2}{12} = 54.35 \text{KN.m} \end{array} \right.$

• A l'ELS $\left\{ \begin{array}{l} M_S^t = \frac{q_S \times l^2}{24} = \frac{26.11 \times 4.25^2}{24} = 19.65 \text{KN.m} \\ M_S^a = \frac{q_S \times l^2}{12} = \frac{26.11 \times 4.25^2}{12} = 39.30 \text{KN.m} \end{array} \right.$

$M_{\max} = 27.17\text{KN.m}$

$M_a = 54.35 \text{ KN.m}$

Valeurs des armatures longitudinales dans la poutre palière :

Tableau.III.34.armatures longitudinales dans la poutre brisée.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_s (cm ²)
Travée	27.17	0.031	0.0037	0.42	1.82
Appuis	54.35	0.059	0.0074	0,43	1.82

➤ **Vérification à l'ELU : [BAEL91]**

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_{\min} = 0.23 b \times d \times f_{t28} / f_e.$

$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,77\text{cm}^2.$

$A^t = 1.82 > 1.77 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérfiée.

$A^a = 1.82 > 1.77 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérfiée.

▪ **Vérification au cisaillement**

$V_u = 76.73\text{KN}$

$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \longrightarrow$ Fissuration Peu Nuisible

$\tau_u = V^{\max} / bd = \frac{76.73 \times 10^{-3}}{0.42 \times 0,35} = 0.52\text{Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}.$

Pas risque de cisaillement.

. L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

. L'influence sur le béton

$V \leq V^{\max} = 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$

Tel que : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 42 = 37.80\text{cm}$

$V = 76.73\text{KN} \leq V^{\max} = 989.0748\text{KN}$

L'influence sur les armatures tendues il faut vérifier que:

$$V_U + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0$$

$$76.73 - \frac{54.35}{0.9 \times 0.42} = -67.05 < 0 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Donc les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

•Vérification à l'ELS : [BAEL91]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_t^{ser} = 19.65 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 39.30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

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

Fissuration peu nuisible ⇒ pas de vérification à faire

✓ **Etat limite de déformation**

1. $\frac{h_t}{l} > 1/16.$

2. $\frac{h_t}{l} > M_t/10 \cdot M_o.$

3. $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2,4}{f_e}$

Vérification :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{45}{425} (= 0,106) > \frac{1}{16} (= 0,0625) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,106 > M_t/10 \times M_o = 0,032 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0027 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les 03 conditions sont vérifiées ⇒ la vérification à la flèche est inutile.

• Calcul à la torsion :

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure

$$e = 45/6 = 7.5\text{cm}$$

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = 41.71\text{KN.m}$$

▪ **Calcul de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{Mt}{2.e.\Omega} \quad \text{Avec } \Omega : \text{aire de contour du tracé à mi- épaisseur De la paroi.}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66\text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.25 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_u = \frac{41.71.10^{-3}}{2 \times 6.66 \times 1278.25.10^{-4}} = 2.45\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$$

▪ **Ferraillage**

La section d'armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{At.fe}{St.\gamma_s} = \frac{At.fe}{\mu.\gamma_s} = \frac{Mt}{2.\Omega}$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$\frac{At.fe}{\mu.\gamma_s} = \frac{Mt}{2.\Omega} \Rightarrow At = \frac{Mt.\mu.\gamma_s}{2.fe.\Omega} \text{ avec } \mu : \text{périmètre de } \Omega$$

$$\mu = 2.[(b-e)+(h-e)] = 133.36 \text{ cm}$$

$$A = 3.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversals:**

$$\frac{At.fe}{St.\gamma_s} = \frac{Mt}{2.\Omega} \Rightarrow At = \frac{Mt.St.\gamma_s}{2.\Omega.fe} \quad \text{On prend } St = 20 \text{ cm}$$

$$At = 0,90 \text{ cm}^2$$

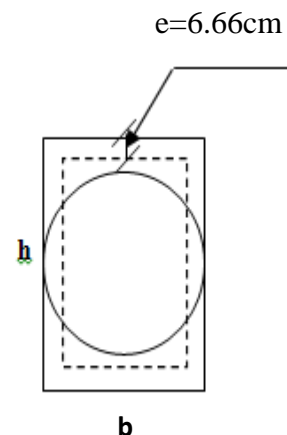


Figure.III.27: Section considérée dans le calcul à la torsion

On adapter : $A_t = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **Conclusion**

La section de ferrailage totale (A^2t) est calculée en flexion + torsion qui est donnée par:

- **En appuis**

$A_t = 4.35 \text{ cm}^2$ On adopt $A_t = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- **En travée**

$A_t = 3.03 \text{ cm}^2$ On adopte $A_t = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

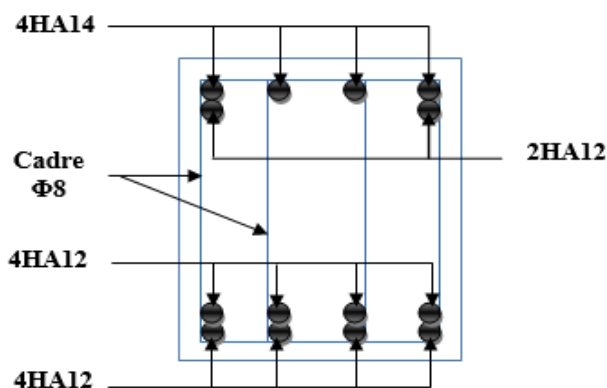


Figure III.28.Schéma de ferrailage de la poutre brisé

III.6. Calcul des poutres de chaînages :

III.6.1. Définition :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure elles servent de porte à faux, elles jouent aussi un rôle contre l'infiltration des eaux.

III.6.2. Calcul des sollicitations :

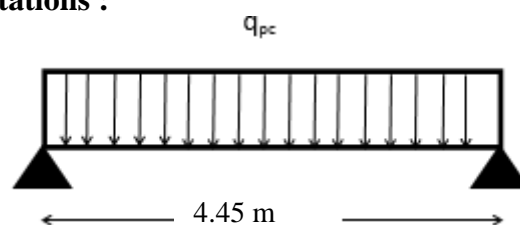


Figure III.29.Schéma statique de la poutre chaînages

C'est la poutre qui nous donne des sollicitations les plus défavorables

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 10.28 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 7.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis } \begin{cases} M_a^u = -12.02 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -8.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

l'effort tranchant $V_u=17.60$

III.6.3. Ferrailage de la poutre de chaînage :

Tableau III.35.Ferrailage en travée et aux appuis

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
10.28	0.033	0.042	0.265	1.11	0.97	3.39=3HA12	25
En appui							
12.02	0.038	0.049	0.264	1.30	0.97	2.36=3HA10	25

III.6.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.217 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

III.6.5. Calcul de l'espacement :

– $A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

– $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m}.$

– $S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.297 \text{ m}.$

– $S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$

$S_t=25 \text{ cm}$

III.6.6. Vérification des contraintes :

Tableau III.36. Vérification des contraintes

M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Observation
En travée							
8.57	8.02	23477	2.51	15	89.001	201.63	vérifiée
En appui							
7.34	6.8	17587	3.35	15	146.99	201.63	vérifiée

III.6.7. Vérification de la flèche :

$$- h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m.$$

$$- A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e}$$

1. $h = 0.35 m > 0.075(4.45) = 0.33m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

2. $A_t = 3.39 cm^2 < 8.50 cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

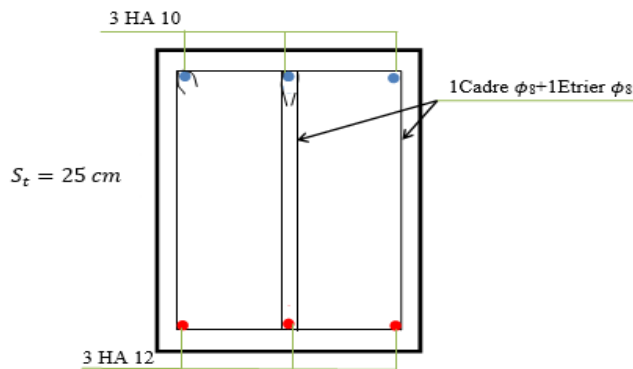


Figure III .30.Schéma de ferrailages de la poutre de chaînage

III.7. Calcul des poutres noyées :

III.7.1. Définition :

La poutre noyée est une poutre totalement incorporée dans l'épaisseur du plancher

III.7.2. Calcul des sollicitations :

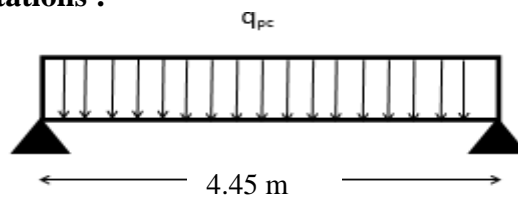


Figure III.31.Schéma statique de la poutre noyée

C'est la poutre qui nous donne des sollicitations les plus défavorables

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 13.65KN.m \\ M_T^s = 9.89KN.m \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -27.33KN.m \\ M_a^s = -19.80KN.m \end{cases}$$

l'effort tranchant $V_U=38.13$

III.6.3. Ferrailage de la poutre noyée :

Tableau III.37.Ferrailage en travée et aux appuis

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
13.65	0.11	0.15	0.16	2.45	0.62	3.39=3HA12	25
En appui							
27.33	0.22	0.31	0.15	5.29	0.62	6.03=3HA16	25

III.6.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.75 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}, FN$$

III.6.5. Calcul de l'espacement :

– $A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

– $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m}.$

– $S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.153 \text{ m}.$

– $S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$

$S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.6. Vérification des contraintes :

Tableau III.38. Vérification des contraintes

M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
En travée							
9.89	6.11	8311	7.23	15	194.85	201.63	vérifiée
En appui							
19.80	7.5	12381	12.07	15	226.70	201.63	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

III.6.7..Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Tableau III.39. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

A adoptée (cm ² / ml	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation
En travée							
3.39=3HA12	6.11	8311	7.23	15	194.85	201.63	vérifiée
En appui							
9.23=6HA14	7.5	12381	12.07	15	152.26	201.63	vérifiée

III.6.7. Vérification de la flèche :

$$- h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m.$$

$$- A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e}$$

1. $h = 0.20 m > 0.075(4.45) = 0.33m \dots \dots \dots \text{condition non vérifie}$

2. $A_t = 3.39 cm^2 < 8.50 cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifie}$

Donc la vérification de la flèche nécessaire

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{4.45}{500} = 0.89cm$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5 = 3.25KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.64 = 4.316KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.64 + 1) = 4.966KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.25 \times 4.45^2}{8} = 6.03KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.316 \times 4.45^2}{8} = 8.01 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.966 \times 4.45^2}{8} = 9.21 \text{KN.m}$$

D'après le logiciel SOCOTEC

$$\Delta f_t = 5.51 \text{mm}; f_{gv} = 6.93 \text{mm}; f_{gi} = 7.75 \text{mm};$$

$$\Delta f_t < f_{ad} = 8.9 \text{mm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Schéma de ferrailage :

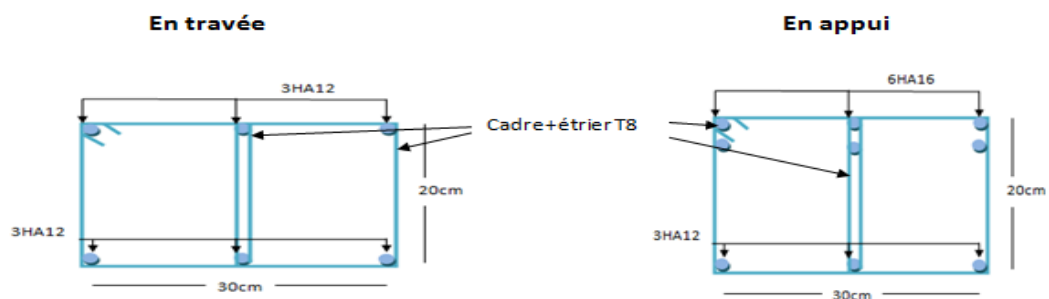


Figure III .32.Schéma de ferrailages de la poutre noyée

III.7. L'ascenseur :

III.7.1.Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,6 \text{ m}$
- $T_s = 1.9 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$
- $P_M = 15 \text{ kn}$
- $D_M = 51 \text{ kn}$
- $F_c = 145 \text{ kn}$
- $v = 1.6 \text{ m/s}$

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 630kg

$$P = D_m + P_m + 630 = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ kn}$$

III.7.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_y}{40}$$

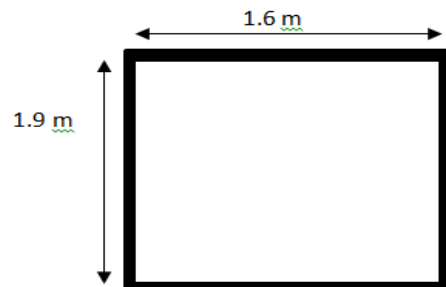


Figure III.33. Schéma du local machine

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 \Rightarrow \rho > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon les deux sens}$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_y}{40} = \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} = 3,2 \leq e \leq 4$$

Pour qu'elle puisse supporter les charge importante (machine +ascenseur) qui sont appliquées sur la dalle on opte pour $e=15\text{cm}$

III.7.2.1. Evaluation des charge et sur charge :

$$G_1 = 25 * 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \text{ poids de la dalle}$$

$$G_2 = 22 * 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \text{ poids du revêtement}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.63 \text{ KN/m}^2$$

$$G'' = \frac{F_c}{s} = \frac{145}{3.04} = 47.697 \text{ KN/m}^2$$

$$G = G' + G'' = 52.327 \text{ KN/m}^2$$

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

III.7.2.2. Evaluation des moments sous charge concentrée :

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

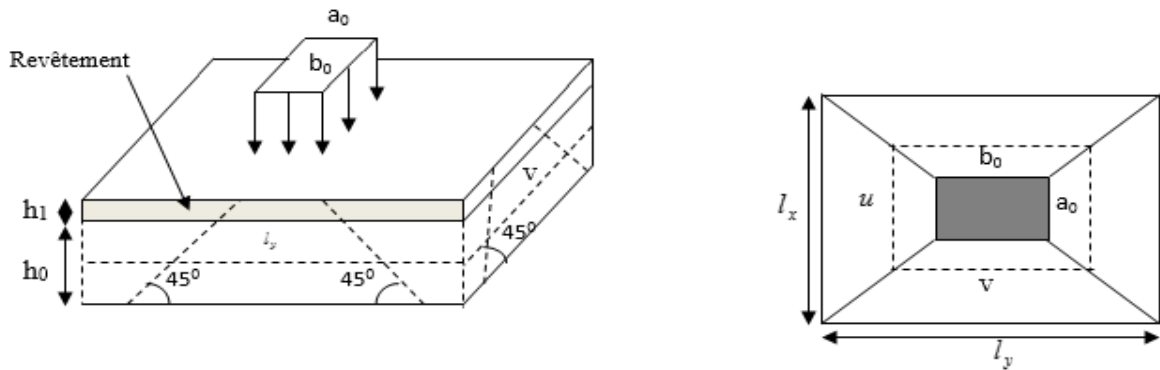


Figure III.34. Schéma représentatif de la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \partial l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \partial l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (4cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 103 \text{ cm} \\ V = 103 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 190 \text{ cm} \end{cases}$$

• **M^{x1} et M^{y1} du système :**

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 \quad \frac{u}{Lx} = 0.64 \frac{v}{Ly} = 0.54$$

D'où : $M^1 = 0,089$

$$M^2 = 0,073$$

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 97.60 \text{KN} (\text{avec } P = 72.3 \text{ KN})$$

$$M_{x1} = M_1 * q_u = 8.69 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 * q_u = 7.125 \text{KN.m}$$

b) M^{x2} et M^{y2} du système :

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 4 cm)

$$G_2 = 4.63 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 4.63 + 1,5 \times 1 = 7.75 \text{KN/ml}.$$

$$M_{x2} = 0.0517 * 7.75 * 1.6^2 = 1.026 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.6678 * 1.026 = 0.68 \text{KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.69 + 1.026 = 9.716 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.125 + 0.68 = 7.805 \text{KN.m} \end{cases}$$

III.7.2.2.Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 8.26 \text{KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = M^{ay} = -0,3 \times M^x = 2.91 \text{ KN.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.40. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A^t calculée (cm ² /ml)	A^t adoptée (cm ² /ml)	A^a calculée (cm ² /ml)	A^a adoptée (cm ² /ml)
X-X	8.26	2.91	1.85	3T10= 2.36	0.65	3T8=1.51
Y-Y	6.63	2.91	1.49	3T10=2,36	0.65	3T8=1.51

Vérifications :

• **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.84 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c : 2*(103+103) = 412 \text{ cm}^2$$

$$q_u = 72.13 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 72.13 \leq 0.045 * 4.12 * 0.15 * 25 * 10^3 / 1.5 = 463.5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^v = T^u = 48.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T^u / (b * d) = 48.25 * 10^{-3} / (1 * 0.13) = 0.37 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 7.49 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 6.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 4.63 + 1 = 5.63 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0586 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,7655 \text{ KN.m}$$

$$M^{x2} = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$M^{y2} = 0.65 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 7.21 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = M^{ay} = -2.50 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 6.13 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

(On prend $M^t = 7.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 5.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 6734.46 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.41 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = 123.79 < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1 \quad e \geq \max (3/80, M_{lx} / (20 * M_0) l_x) \Leftrightarrow 0.15 > 7.08 * 1.6 / (20 * 8.33) = 0.068 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2 \quad A_s / (b * d) \leq 2 / f_e \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

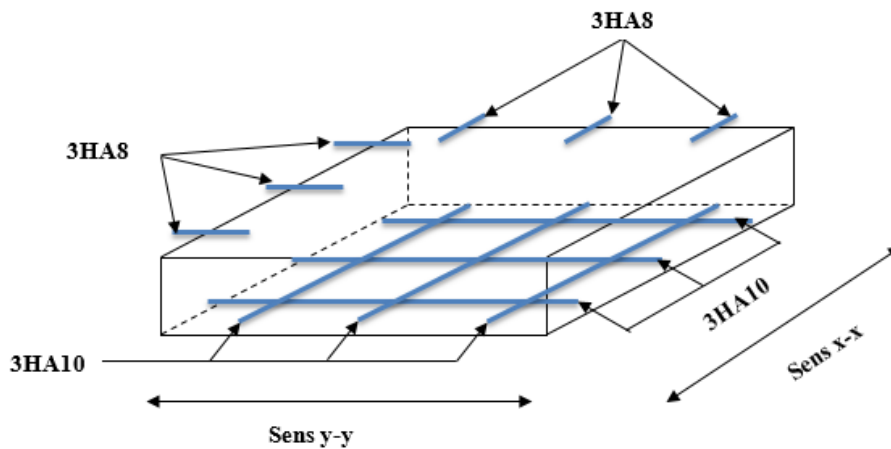


Figure III.35. Schéma de Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

III.8. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.8.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

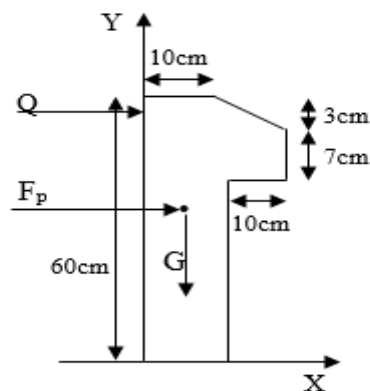


Figure III.36. Schéma de l'acrotère

III.8.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 10 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,069 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.8.2.1. Charge verticale :

Tableau III.41.Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.4	2.125	1.00

III.8.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.125 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.125 \Rightarrow F_p = 1.02 \text{ KN}$$

III.8.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 5.86 \text{ cm} \\ Y_G = 32.77 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } X_G = \frac{60 \cdot 10 \cdot 5 + 7 \cdot 10 \cdot 15 + 10 \cdot 3/2 \cdot (10 + 10/3)}{690} = 5.86 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{60 \cdot 10 \cdot 30 + 7 \cdot 10 \cdot 53.5 + 3 + 10/2 \cdot 58}{690} = 32.77 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.125 \text{ KN} \\ M_Q = Q * h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p * Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.02 * 0.3277 \Rightarrow M_{F_p} = 0.334 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.42. Combinaisons d'action de l'acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.125	2.86	2.125
M (KN.m)	0.9334	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.9334}{2.125} = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m} .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u * e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle « e » par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2\text{cm. } L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2\text{cm. } 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.01 \text{ m}$$

D'où : $e = 0.44 + 0.02 + 0.01 = 0.47 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 2.86 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 2.86 \times 0.47 = 1.34 \text{ KN.m}$

III.8.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

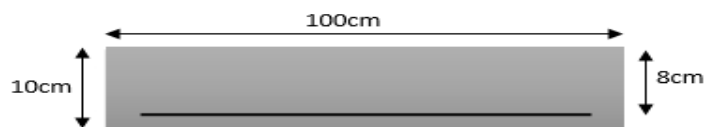


Figure III.37. Schéma de la section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.34 + 2.86 \cdot \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.42$$

$$\Rightarrow M_u = 1.34 + 2.86 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.42 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0188$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0793m$$

$$A_{Ls} = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{1.42 * 10^{-3}}{0.0793 * 348} = 0.514 cm^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.514 * 10^{-4} - \frac{2.86 * 10^{-3}}{348} = 0.431 cm^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.966 cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 KN.$$

$$\tau_u = V_u / (b * d) = 2.02 * 10^{-3} / (1 * 0.08) = 0.0252 MPa.$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 MPa) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) MPa = 2.5 Mpa$$

$$\tau_u = 0.0252 MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 cm^2 / ml$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 cm$. On adopte $S_t = 25 cm$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 cm$. On adopte $S_t = 20 cm$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1, 3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.125 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}.$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_A$$

e_A : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.125) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.312 \text{ m}$$

$e_A > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.312 \Rightarrow c = -0.232 \text{ m}.$

$$c = -0.232 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \cdot c^3 + 90 \cdot A \cdot \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \cdot c^2 + 90 \cdot A \cdot (d - c) / b = -3 \cdot 0.232^2 + (0.08 - 0.232) \cdot \frac{90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4}}{1} = -0.164 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \cdot (-0.232)^3 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(0.08 + 0.232)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0267 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.26 \Rightarrow y_{ser} = 0.028 \text{ m}.$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.000235 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.125 \times 10^{-3}}{0.000235} \times 0.028 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.253 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = 7.05 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

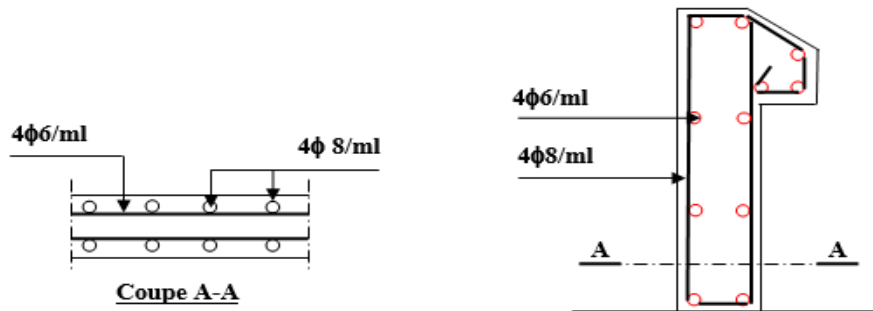


Figure III.38. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.9. Conclusion :

Le calcul des éléments secondaires étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple. La méthode de Caquot minorée s'est trouvée bien adapté à notre cas. Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure.

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm a été ferrillée avec un quadrillage d'armatures $\phi 6$.

Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée. Le ferrailage ainsi déterminée représentée sur la figure (III.37).

Les chainages situées au bord des décrochements ont été calculés et ferrillés.

Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage de ces dernières à été fait à la flexion simples.

Enfin on a étudié et donc calculé le ferrailage de l'assesseur. Qui se fait à la flexion simple.

Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Éviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

IV.1.Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente:**A. Principe :**

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

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2)

C. Calcul de la force sismique totale :

L'effort sismique total V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontale et orthogonale, selon la formule :

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

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : - Groupe d'usage 2
 - Zone sismique : III } → **A = 0.25**

- **R** : coefficient de comportement global de la structure.
 Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement.(Contreventement mixte) ⇒ **R = 5**

- **Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

Conditions	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observés	0,05
2. Redondance en plan	Non observé	0,05
3. Régularité en plan	Non observé	0,05
4. Régularité en élévation	Non observé	0.05
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4)du RPA99/2003. **Q = 1.20**

- **W** : poids total de la structure : $W = \sum_1^{13} W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4.5 du RPA 99/2003.

$$W = 62673.108 \text{ KN.}$$

- **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. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

✓ $T = C_T * (h_N)^{3/4}$ avec :

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $\Rightarrow h_N = 34.00$ m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$ (tableau 4.6 du RPA 99/2003). D'où : $T = 0,70$ s.

$$\checkmark T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

$$\begin{cases} L_x = 28.70 \text{ m} \\ L_y = 34.20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.57 \text{ sec} \\ T_y = 0.52 \text{ sec} \end{cases}, \text{Après Majoration} \begin{cases} T_x = 0.741 \text{ sec} \\ T_y = 0.676 \text{ sec} \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2 :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.4 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ \rightarrow facteur de correction d'amortissement.

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$.

$$\begin{cases} D_x = 1.352 \\ D_y = 1.438 \end{cases}$$

Donc,

$$V_x = 5084.04 \text{ KN}$$

$$V_y = 5407.43 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

➤ modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.1.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles.

On a opté à cette disposition :

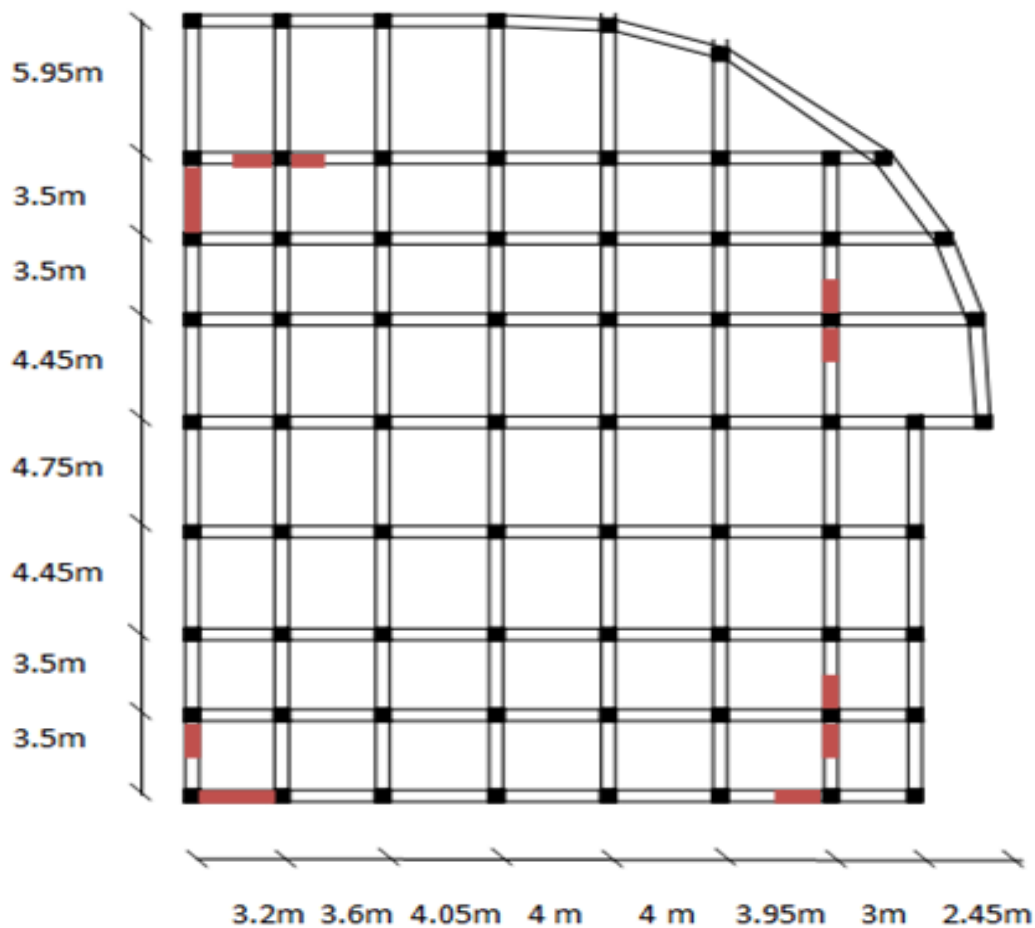


Figure.IV.1 : disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

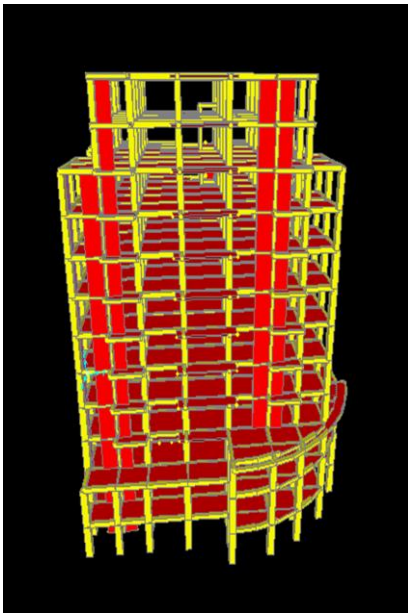


Figure IV.2 : Vue en 3D

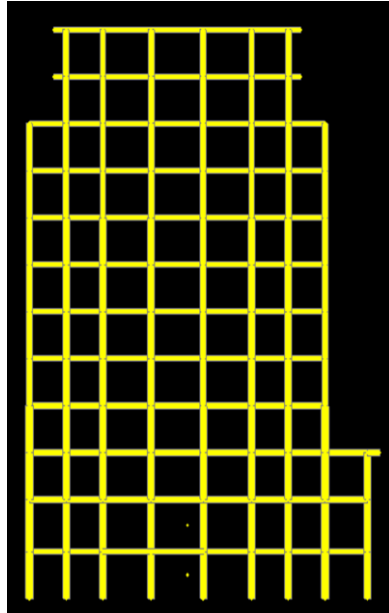


Figure IV.3 : Vue de face

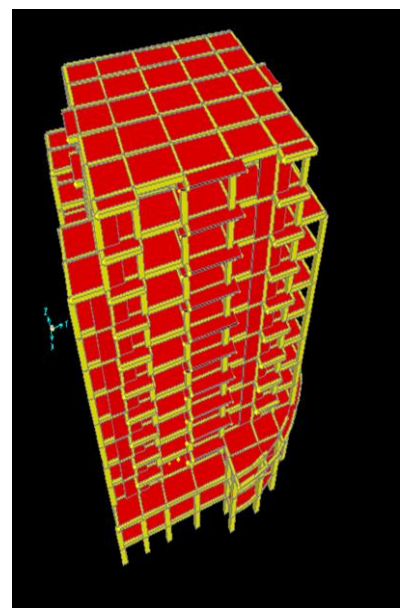


Figure IV.4 : Vue en plan

IV.1.2.2. Analyse du comportement de la structure :

✓ Mode (1) :

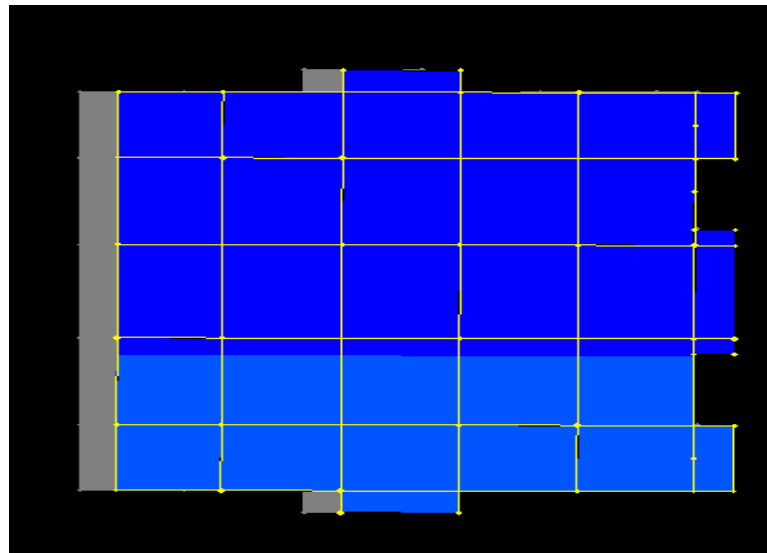


Figure IV.5 : premier mode de déformation (translation suivant x)(T=0.87 sec)

Analyse des résultats :

la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.87s$) est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=0.741s$).

✓ **Mode (2) :**

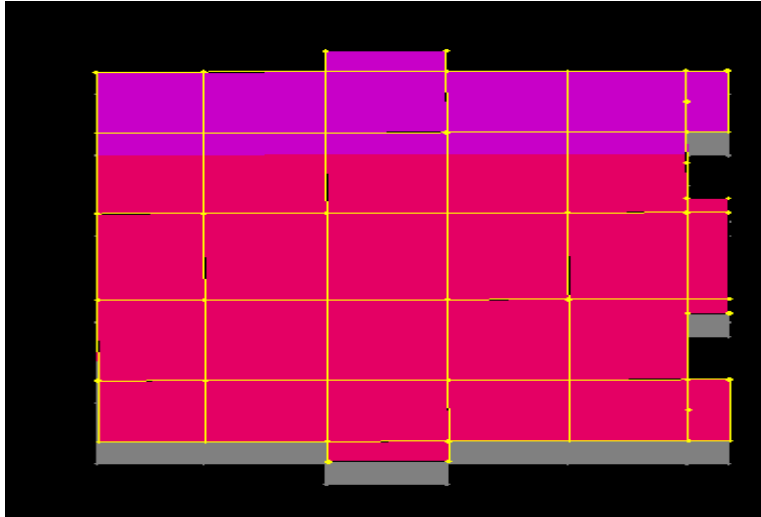


Figure IV.6: deuxième mode de déformation (translation suivant y) ($T=0.76sec$)

Analyse des résultats :

la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.76s$) est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=0.67s$).

✓ **Mode (3) :**

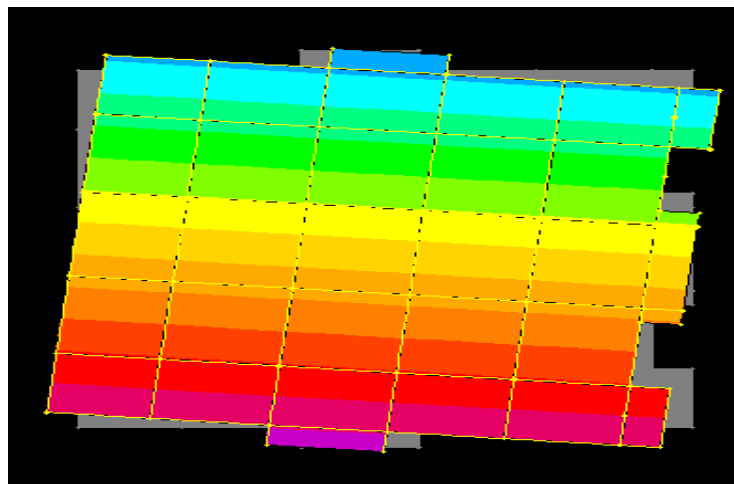


Figure IV.7 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0.61 sec$)

Période de vibration et taux de participation des masses modales:

Tableau IV.1 :Période de vibration et taux de participation des masses modales

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.993226	0.66442	0.00015	0.66442	0.00015
2	0.854897	0.00019	0.6742	0.66461	0.67434
3	0.680485	0.00016	0.00048	0.66477	0.67482
4	0.320925	0.13624	0.00025	0.80101	0.67507
5	0.275323	0.00007713	0.14035	0.80109	0.81542
6	0.225834	0.00018	0.00061	0.80127	0.81602
7	0.191112	0.05855	0.00052	0.85982	0.81654
8	0.15954	0.00112	0.04233	0.86094	0.85887
9	0.141391	0.00182	0.01732	0.86276	0.87619
10	0.122675	0.03822	0.00535	0.90098	0.88155
11	0.107933	4.294E-09	1.98E-08	0.90098	0.88155
12	0.103565	1.49E-09	4.992E-08	0.90098	0.88155
13	0.101781	1.543E-07	0.000000859	0.90098	0.88155
14	0.096958	0.00212	0.0306	0.90311	0.91215

Note : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 10^{ème} mode (sens x-x) et du 14^{ème} mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003.

IV.1.2.3. Analyse spectrale :

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximums d’une structure. L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

- **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :** L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

IV.2 Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux(IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales .L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.2.1. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques :
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

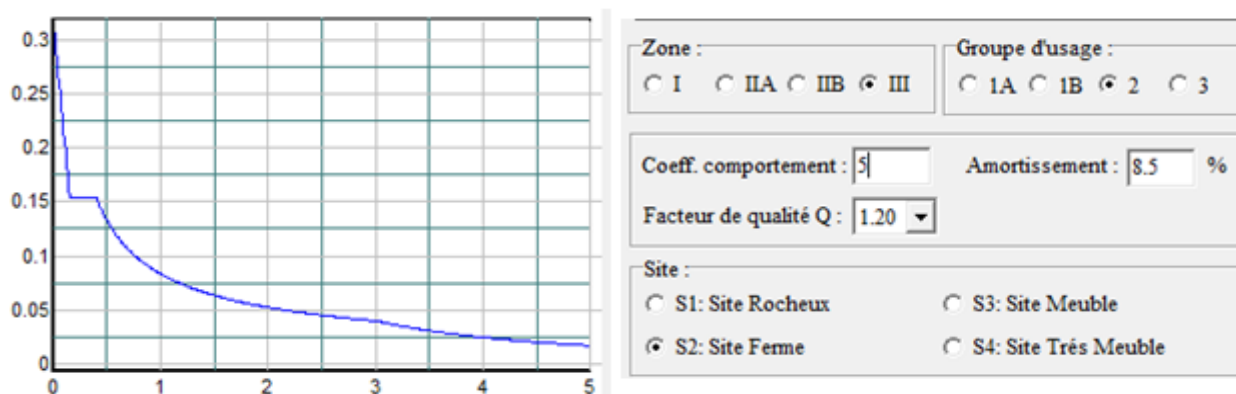


Tableau IV.2 :Interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>Sous-sol</i>	60996.942	6510.717	67507.66	90.35559	9.644412	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	53921.408	5560.84	59482.25	90.65126	9.348739	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	47511.71	5258.98	52770.69	90.03428	9.965722	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	40758.251	4733.181	45491.43	89.59545	10.40455	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	35590.488	4252.479	39842.97	89.3269	10.6731	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	30657.945	3650.682	34308.63	89.35929	10.64071	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	25661.394	3111.683	28773.08	89.18544	10.81456	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	20888.591	2465.644	23354.24	89.44241	10.55759	<i>vérifiée</i>

<i>Etage 7</i>	16078.154	1858.028	17936.18	89.64089	10.35911	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	11442.873	1154.947	12597.82	90.83217	9.167832	<i>vérifier</i>
<i>Etage 9</i>	6824.924	447.276	7272.2	93.84951	6.150491	<i>vérifier</i>
<i>Etage 10</i>	3461.417	240.618	3702.035	93.50039	6.499614	<i>vérifier</i>

Note : l'interaction verticale à toute les niveaux vérifier.

IV.2.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$
- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur les tableaux suivants :

a) Dans le sens x-x (Ex) :

Tableau IV.3 : Interaction sous charges horizontales

<i>Niveaux</i>	<i>Charges reprises en (KN)</i>			<i>Pourcentages repris (%)</i>		<i>Observation</i>
	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	<i>Total</i>	<i>Portiques</i>	<i>Voiles</i>	
<i>Sous-sol</i>	940.854	717.113	1657.967	56.7474503	43.2525497	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	2174.092	1547.012	3721.104	58.425994	41.574006	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	2336.678	1360.112	3696.79	63.2082969	36.7917031	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	1979.535	1382.288	3361.823	58.8827847	41.1172153	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	1894.81	1237.638	3132.448	60.4897511	39.5102489	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	1927.953	942.412	2870.365	67.1675205	32.8324795	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	1677.825	924.323	2602.148	64.4784616	35.5215384	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	1638.717	671.789	2310.506	70.924594	29.075406	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	1403.429	568.316	1971.745	71.1770031	28.8229969	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	1451.641	531.085	1982.726	73.2144028	26.7855972	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	1160.156	13.131	1173.287	98.8808365	1.11916351	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 10</i>	626.891	3.142	630.033	99.501296	0.49870404	<i>vérifiée</i>

b) Dans le sens y-y(Ey):

Tableau IV.4 Interaction sous charges horizontales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Sous-sol	1171.133	1113.702	2284.835	51.25679	48.743213	<i>vérifiée</i>
RDC	2017.497	2070.136	4087.633	49.35612	50.643881	<i>vérifiée</i>
Etage 1	2468.221	1792.119	4260.34	57.93484	42.065164	<i>vérifiée</i>
Etage 2	2260.786	1664.875	3925.661	57.58994	42.410055	<i>vérifiée</i>
Etage 3	2040.36	1608.506	3648.866	55.91765	44.082353	<i>vérifiée</i>
Etage 4	2072.926	1258.914	3331.84	62.21565	37.784347	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1870.064	1123.843	2993.907	62.46233	37.537672	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1808.071	831.255	2639.326	68.50503	31.494973	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1431.046	793.74	2224.786	64.32286	35.677139	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1539.147	494.79	2033.937	75.67329	24.326712	<i>vérifiée</i>
Etage 9	1021.058	252.593	1273.651	80.1678	19.832199	<i>vérifiée</i>
Etage 10	704.667	147.757	852.424	82.66626	17.333745	<i>vérifiée</i>

IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.5: Vérification de l’effort tranchant à la base.

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8 * V_{st}$ (KN)	Observations
Sens x-x	4288.555	4067.23	Vérifié
Sens y-y	4717.125	4325.94	Vérifié

On voit bien que $V_{dyn} > 0.8V_{st}$ et Vérifié dans les deux sens.

IV.4. Vérification de l’effort normal réduit :

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau IV.6: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Sous-sol et RDC	60	60	3600	2490.368	0.27670756	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1 & 2	55	60	3300	1983.763	0.24045612	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3 & 4	55	55	3025	1563.518	0.20674618	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5 & 6	50	55	2750	1154.712	0.16795811	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7 & 8	50	50	2500	756.751	0.12108016	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9,10	45	50	2250	367.184	0.06527715	<i>vérifiée</i>

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

IV.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{Formule (4-19).}$$

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

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/2003.**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après

Tableau. IV. 7: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Dans le sens X-X							Observation
Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
Sous-sol	0,075	0.375	0	0.38	306.0	0.123	<i>vérifiée</i>
RDC	0,29	1.45	0.375	1.08	340.0	0.316	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.58	2.9	1.45	1.45	306.0	0.474	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.91	4.55	2.9	1.65	306.0	0.539	<i>vérifiée</i>

Etage 3	1.27	6.35	4.55	1.80	306.0	0.588	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1.62	8.1	6.35	1.75	306.0	0.572	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1.98	9.9	8.1	1.80	306.0	0.588	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2.31	11.55	9.9	1.65	306.0	0.539	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2.62	13.1	11.55	1.55	306.0	0.507	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2.91	14.55	13.1	1.45	306.0	0.474	<i>vérifiée</i>
Etage 9	3.15	15.75	14.55	1.20	306.0	0.392	<i>vérifiée</i>
Etage 10	3.31	16.55	15.75	0.80	306.0	0.261	<i>vérifiée</i>

Tableau. IV. 8: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
Sous-sol	0.079	0.395	0	0.40	306.0	0.129	<i>vérifiée</i>
RDC	0.29	1.450	0.395	1.06	340.0	0.310	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.55	2.750	1.45	1.30	306.0	0.425	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.85	4.250	2.75	1.50	306.0	0.490	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1.16	5.800	4.25	1.55	306.0	0.507	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1.47	7.350	5.8	1.55	306.0	0.507	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1.76	8.800	7.35	1.45	306.0	0.474	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2.03	10.150	8.8	1.35	306.0	0.441	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2.28	11.400	10.15	1.25	306.0	0.408	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2.51	12.550	11.4	1.15	306.0	0.376	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2.71	13.550	12.55	1.00	306.0	0.327	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2.88	14.400	13.55	0.85	306.0	0.278	<i>vérifiée</i>

D'après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9) :

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ Formule (5.6).}$$

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

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par

le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après

Tableau. IV.9: Vérification des effets P- Δ (sens x-x).

Dans le sens X-X						
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
Sous-sol	306.0	67507.659	0.38	1657.967	0.051	<i>vérifiée</i>
RDC	340.0	59482.248	1.08	3721.104	0.051	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306.0	52770.69	1.45	3696.79	0.068	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306.0	45491.432	1.65	3361.823	0.064	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306.0	39842.967	1.8	3132.448	0.075	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306.0	34308.627	1.75	2870.365	0.068	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306.0	28773.077	1.8	2602.148	0.065	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306.0	23354.235	1.65	2310.506	0.055	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306.0	17936.182	1.55	1971.745	0.046	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306.0	12597.82	1.45	1982.726	0.030	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306.0	7272.2	1.2	1173.287	0.024	<i>vérifiée</i>
Etage 10	306.0	3702.035	0.8	630.033	0.015	<i>vérifiée</i>

Tableau. IV.10: Vérification des effets P- Δ (sens y-y).

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
Sous-sol	306	67507.66	0.4	2284.835	0.039	<i>vérifiée</i>
RDC	340	59482.25	1.06	4087.633	0.045	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306	52770.69	1.3	4260.34	0.053	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306	45491.43	1.5	3925.661	0.057	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306	39842.97	1.55	3648.866	0.055	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306	34308.63	1.55	3331.84	0.052	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306	28773.08	1.45	2993.907	0.046	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306	23354.24	1.35	2639.326	0.039	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306	17936.18	1.25	2224.786	0.033	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306	12597.82	1.15	2033.937	0.023	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306	7272.2	1	1273.651	0.019	<i>vérifiée</i>
Etage 10	306	3702.035	0.85	852.424	0.012	<i>vérifiée</i>

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet **P- Δ** n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente. La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel S.A.P2000.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis les forces horizontaux. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux poutre et les voiles).

Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'il puisse supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Etude des poutres :**V.2.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **S.A.P** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.2.2. Ferrailage :**a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section .Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

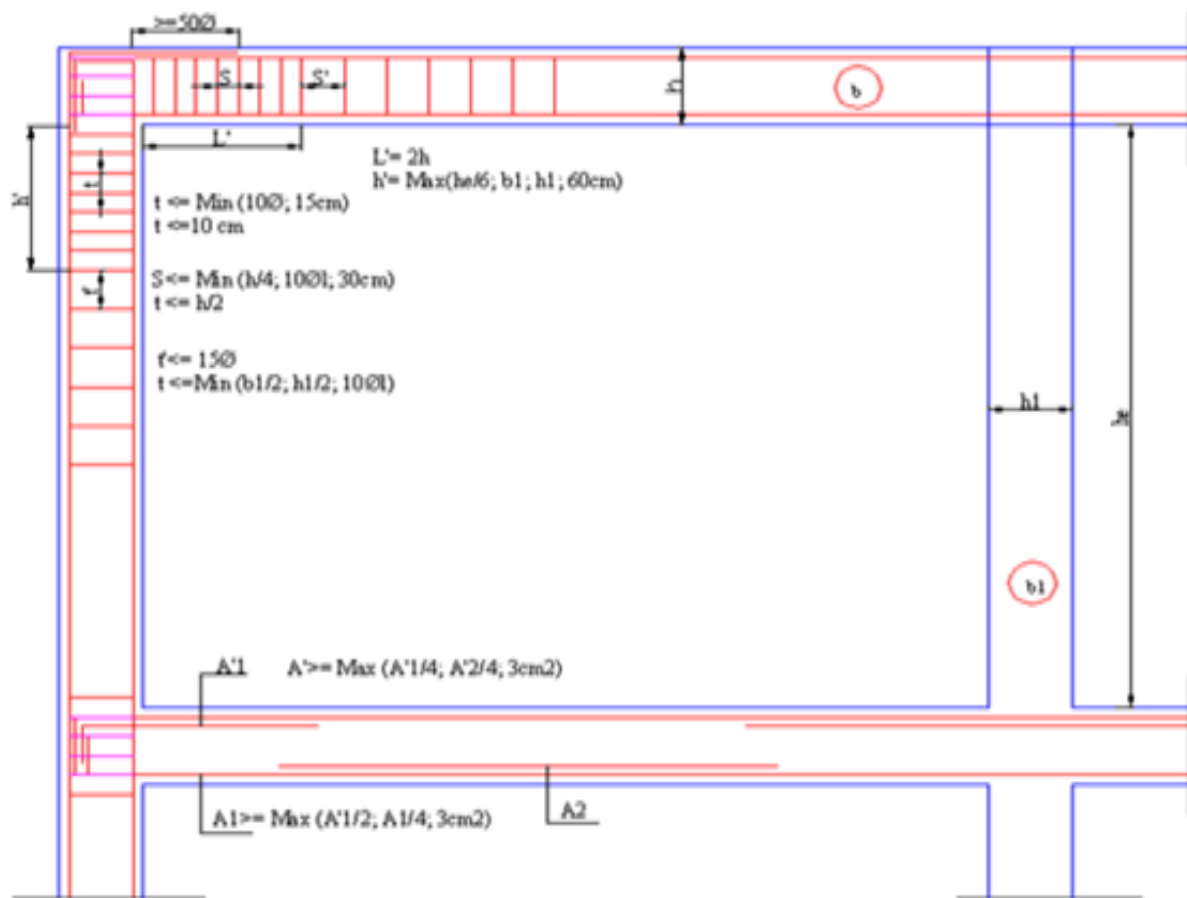


Figure V.1. Disposition constructives des portiques

V.2.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V. 2.5. Calcul du ferrailage :

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel **S.A.P 2000**

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×45) la plus sollicitée

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 37.65 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \\ M_a = 156.63 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_X) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 37.65 \times 10^{-3} / (0.35 \times 0.42^2 \times 14.2) = 0.043 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.055$$

$$Z = 0.42 \times (1 - 0.4 \times 0.055) = 0.33 \text{m}$$

$$A_{st} = 37.65 \times 10^{-3} / (0.33 \times 348) = 3.28 \text{cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = 156.63 \times 10^{-3} / (0.35 \times 0.42^2 \times 18.48) = 0.137 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.137}) = 0.18$$

$$Z = 0.42 \times (1 - 0.4 \times 0.18) = 0.39 \text{m}$$

$$A_{st} = 156.63 \times 10^{-3} / (0.39 \times 348) = 11.54 \text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Poutre principale	35×45	Appuis	118.63	112.59	7.64	7.875	8.01	3T14+3T12
			Travée	37.61		2.63		8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	86.83	86.04	6.31	7	8.01	3T14+3T12
			Travée	42.18		3.39		8.01	3T14+3T12
Etage services	Poutre principale	35×45	Appuis	156.63	81.37	10.34	7.875	10.65	3T16+3T14
			Travée	37.65		2.64		8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	132.59	30.24	10.10	7	10.65	3T16+3T14
			Travée	22.56		1.78		8.01	3T14+3T12
Etage d'habitation	Poutre principale	35×45	Appuis	154.65	81.93	10.24	7.875	10.65	3T16+3T14
			Travée	29.61		2.06		8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	130.55	43.38	9.93	7	10.65	3T16+3T14
			Travée	47.59		3.84		8.01	3T14+3T12
Terrasse	Poutre principale	35×45	Appuis	75.34	84.28	4.70	7.875	8.01	3T14+3T12
			Travée	30.86		2.15		8.01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	54.89	26.52	3.88	7	8.01	3T14+3T12
			Travée	25.78		2.04		8.01	3T14+3T12

V.2.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 35 = 63\text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2 > A_{adopté}$

- Les longueurs de recouvrement :

$$L_r \geq 50 \cdot \Phi$$

$$\Phi_1 = 14 \text{ mm} \quad L_r \geq 70 \text{ cm soit } : L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\Phi_1 = 16 \text{ mm} \quad L_r \geq 80 \text{ cm soit } : L_r = 80 \text{ cm}$$

V.2.7. Les armatures transversales :**a). Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3.5\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 38.7\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 78.5\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 86.68\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm}$$

Soit: $S_t = 10\text{cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$.

Soit $S_t = 15\text{cm}$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.8. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité : **BAEL91(Art F.IV.2)**

$A_{min}=0.23*b*d*f_{t28}/f_e=1.77cm^2$ condition vérifiée

$A_{min}=0.23*b*d*f_{t28}/f_e=1.56cm^2$ condition vérifiée

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	112.59	0.71	3.33	Vérifiée
secondaires	<i>86.04</i>	0.66	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1). **BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$(2) $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	10.65	112.59	<i>156.63</i>	3.23	-1.19	Vérifiée
Secondaires	10.65	86.04	132.59	2.47	-1.14	Vérifiée

V.2.9. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	54.26	112027.32	15.54	7.53	15	Vérifiée
	Travées	27.51	112027.32	15.54	3.82	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	44.72	81906.15	14.38	7.85	15	Vérifiée
	Travées	34.54	81906.15	14.38	6.06	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	35	595	10.65	0.076	0.075	0.0072	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	515	10.65	0.078	0.075	0.0082	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

- Pour sous-sol et RDC et services

	Appuis	Travées
<p>PP (35*45)</p>		
<p>PS (35*40)</p>		

• Etage d'habitation et terrasse

	Appuis	Travées
<p>PP (35*45)</p>		
<p>PS (35*40)</p>		

Figure V.2.schemade ferrailage des Poutres

V.3. Etude des poteaux :**V.3.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du **S.A.P 2000**:

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a). Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.9\%$ de la section de béton (en zone III).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 50Φ en zone III.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

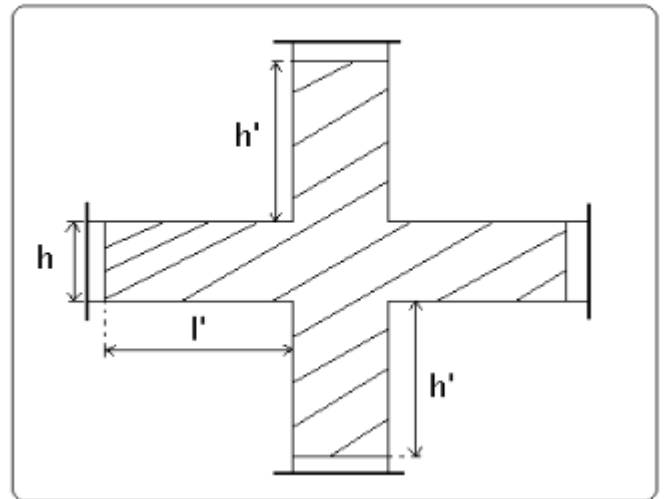


Figure V.3. zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	60*60	32.4	144	216
1 ^{er} et 2 ^{eme}	55*60	29.7	132	198
3 et 4 ^{eme} étage	55*55	27.225	121	181.5
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage	50*55	24.75	110	165
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	50*50	22.5	100	150
9 ^{eme} , 10 ^{eme} étage	45*50	22.25	90	135

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h₁** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ_a** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g: \text{l'élancement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t :est l'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espace est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq 10\text{cm}$ (en zones III).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$ (en zones III).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **s.a.p 2000**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC etsyous sol	- 2636.268	-71.7676	-873.4957	-1392.194	-8.667	45.3447
1^{er} et 2^{eme} étage	-2094.005	-48.0848	176.3813	-157.359	-8.229	33.5525
3 et 4^{eme} étage	-1563.518	10.8629	160.7119	-471.257	-3.751	39.653
5^{eme}, 6^{eme} étage	-1154.712	10.0832	146.5928	-425.07	-0.506	42.3733
7^{eme}, 8^{eme} étage	-756.751	10.1842	127.6976	-222.859	-1.233	49.8159
9^{eme}, 10^{eme} étage	-397.529	6.7399	89.6348	-193.778	-2.448	6.2104

V .3.4 Calcul du ferrailage :**➤ Exemple de calcul :**

$$N_{\max} = 2636.268 \text{KN} \quad M_{\text{cor}} = 71.7676 \text{NK.m}$$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

$$d = 0.55 \text{m}; d_0 = 0.05 \text{m}$$

$$N = 2636.268 \text{KN}$$

$$M = 71.7676 \text{NK.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0027 \text{m}$$

$$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section armatures}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \leq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d-h/2) = 71.7676 + 2636.268 \times (0.55 - 0.6/2) = 677 \text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2636.268 \times 10^{-3} \times (0.60 - 0.05) - 677 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2$$

$$0.77 \leq 0.82 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{677 * 10^{-3}}{0.6 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.262 < \mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.262 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.4$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.55 \text{m} \Rightarrow$$

$$A_l = \frac{M_A}{Z * f_{st}} = \frac{677 * 10^{-3}}{0.55 * 348} = 35.37 \text{cm}^2$$

B-calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$d = 0.65 \text{m}; d_0 = 0.05 \text{m}$$

$$N = -1392.194 \text{KN}$$

$$M = -873.4957 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.63 \text{m}$$

$$0.63 \text{m} > \frac{h}{2} = 0.3 \text{m} \Rightarrow \text{centre de pression à l'extérieur de la section}$$

$\Rightarrow N$ est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_u + N_u(d-h/2) = 873.495 + 1392.194(0.55-0.3) = 1221.54$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1221.54 * 10^{-3}}{0.6 * 0.55^2 * 18.48} = \mathbf{0.364} > 0.186$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.6$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.42m \Rightarrow$$

$$A_l = \frac{M^a}{Z * f_{st}} = \frac{122.154 * 10^{-3}}{0.42 * 400} = 7.27 cm^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{i28} / f_e = 0.23 * 0.55 * 0.60 * 2.1 / 400 = 3.98 cm^2$$

C-calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N = -8.667 KN$$

$$M = 45.3447 KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 5.23m$$

$$5.23m > \frac{h}{2} = 0.3 m \Rightarrow \text{centre de pression à l'extérieur de la section}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u(d-h/2) = 45.3447 + 8.66(0.55-0.3) = 47.51$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{47.51 * 10^{-3}}{0.6 * 0.55^2 * 18.48} = \mathbf{0.014} < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.018$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.55m \Rightarrow$$

$$A_l = \frac{M^a}{Z * f_{st}} = \frac{47.51 * 10^{-3}}{0.55 * 400} = 2.15 cm^2$$

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8.Ferraillage des poteaux

Niveau	sections	A (cm ²)	A _{RP} A (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
RDC et sous sol	60*60	36	32.4	37.45	8HA20+8HA14
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55*60	33	29.7	34.18	8HA20+8HA12
3 et 4 ^{ème} étage	55*55	30.25	27.225	32.17	16HA16
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50*55	27.5	24.75	28.40	8HA16+8HA14
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	50*50	25	22.5	25.13	8HA16+8HA12
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	45*50	22.5	22.25	24.63	16HA14

V.3.5. Armatures transversales :

➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteaux (45*50) cm²

Soit :

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) = \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.50} = 4.282 \rightarrow 3.75$$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \cdot 55.891 \cdot 14}{50 \cdot 400 \cdot 1000} = 1.67 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 50\Phi_{l_{max}} = 70 \text{ cm}$$

➤ **Espacement :**

dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$

dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1) = 14 \text{ cm}$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_s}$$

Tableau V.9.Calcul des armatures transversales

Sections (cm ²)	Φ_l^{max} cm	Vd (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courant	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60*60	2	115.902	100	10	20	3.62	7.79	7.85	10HA10
55*60	2	252.474	100	10	20	7.78	7.79	7.85	10HA10
55*55	1.6	267.067	80	10	16	7.28	5.78	7.85	10HA10
50*55	1.6	227.761	80	10	16	6.21	5.78	7.85	10HA10
50*50	1.6	189.143	80	10	16	5.65	5.26	7.85	10HA10
45*50	1.4	55..891	70	10	14	1.67	4.60	5.03	10HA8

V.3.6 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$\lambda = l_f / i$ pour les sections rectangulaires.

Avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}$ $I = \frac{b}{12} \cdot h^3$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 397.529 \text{ KN}$

$l_f = 214.2 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 14.84 < 50 \rightarrow \alpha = 0.820$

$Br = (0.50 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 2064 \text{ cm}^2$.

$N_d = 397.529 \text{ KN} < N_u = 7754.490 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC	60*60	340	238	13.741	0.825	34.93	0.3364	6.214	2.636	vérifiée
1 et 2^{ème} étage	55*60	306	214.2	12.367	0.829	30.29	0.3074	5.705	2.094	vérifiée
3 et 4^{ème} étage	55*55	306	214.2	13.489	0.825	26.51	0.2809	5.215	1.563	vérifiée
5^{ème}, 6^{ème} étage	50*55	306	214.2	13.489	0.825	21.36	0.2544	9.559	1.154	vérifiée
7^{ème}, 8^{ème} étage	50*50	306	214.2	14.844	0.82	18.47	0.2304	8.588	0.756	vérifiée
9^{ème}, 10^{ème} étage	45*50	306	214.2	14.844	0.82	13.57	0.2064	7.754	0.397	Vérifiée

b). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau . On doit vérifier que :

$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}}$ *béton fibre supérieure.*

$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$ *béton fibre inférieure.*

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

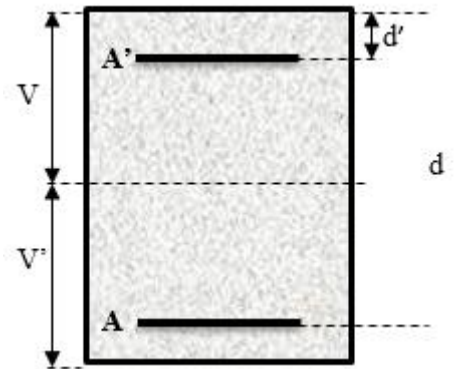


Figure V.4. section poteaux

Sachant que $A' = 0$

Pour une section entièrement tendue (SET) on doit vérifier que :

La vérification des contraintes se comme suit : avec N_{ser} est pris avec son signe.

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} + \frac{M_{ser}}{A_1 (V + V')} < 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{A_1 + A_2} + \frac{M_{ser}}{A_2 (V + V')} < 0$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60*60	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50
d (cm)	55	55	50	50	45	45
A (cm ²)	37.45	34.18	32.17	28.4	25.13	24.63
V (cm)	35.946	35.927	32.942	32.822	29.634	29.944
V'(cm)	24.054	24.073	22.058	22.178	20.366	20.056
I _{yy'} (m ⁴)	0.0162	0.0148	0.0113	0.0102	0.0075	0.0069
N ^{ser} (MN)	1.7037	1.4433	1.1376	0.8403	0.5509	0.2908
M ^{ser} (MN.m)	0.03833	0.07406	0.02673	0.02685	0.02681	0.02362
M _G ^{ser} (MN.m)	0.1396	0.1596	0.0886	0.0716	0.0523	0.038
σ _{bc1} (MPa)	5.04	4.76	4.02	3.29	2.41	1.46
σ _{bc2} (MPa)	6.81	6.97	5.49	4.61	3.62	2.4
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

égale à la valeur limite suivante:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	I _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC	60*60	238	5.67	0.075	55	115.902	0.351	1.875	vérifiée
1 et 2 ^{ème} étage	55*60	214.2	5.10	0.075	55	252.474	0.835	1.875	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	55*55	214.2	5.56	0.075	50	267.067	0.971	1.875	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50*55	214.2	5.56	0.075	50	227.761	0.911	1.875	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	50*50	214.2	6.12	0.075	45	189.143	0.841	1.875	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	45*50	214.2	6.12	0.075	45	55.891	0.276	1.875	vérifiée

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

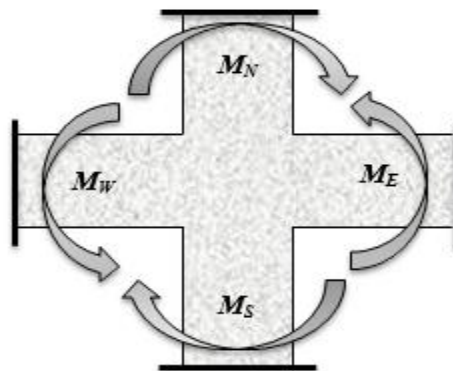


Figure V.5. schéma de la zone nodale

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Sous-sol, RDC et service	60×60	54	37.45	703.76
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×60	54	34.18	642.31
3 et 4 ^{ème} étage	55×55	49.5	32.17	554.16
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50×55	49.5	28.40	489.21
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	50×50	45	25.13	393.53
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	45×50	45	24.63	385.70

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

Tableau V.14. Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type de poutre	La section		Z (cm)	As (cm ²)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)
		b(cm)	h(cm)				
RDC	principale	35	45	40.5	8.01	112.89	112.89
	secondaire	35	40	36	8.01	100.34	100.34
Service	principale	35	45	40.5	10.65	150.10	150.10
	secondaire	35	40	36	10.65	133.42	133.42
Habitation	principale	35	45	40.5	10.65	150.1011	150.1011
	secondaire	34	40	36	10.65	133.42	133.42
terrasse	principale	35	45	40.5	8.01	112.89	112.89
	secondaire	35	40	36	8.01	100.34	100.34

Tableau V.15.Vérification de la zone nodale

Niveau	sens	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	PP	703.76	703.76	1407.52	112.89	112.89	282.22	vérifiée
	PS				100.34	100.34	250.85	vérifiée
Etage1	PP	642.31	642.31	1284.62	150.10	150.10	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage2	PP	642.31	642.31	1284.62	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage3	PP	554.16	554.16	1108.32	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage4	PP	554.16	554.16	1108.32	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage5	PP	489.21	489.21	978.42	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage6	PP	489.21	489.21	978.42	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage7	PP	393.53	393.53	787.06	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage8	PP	393.53	393.53	787.06	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage9	PP	385.70	385.70	771.4	150.1011	150.1011	375.25	vérifiée
	PS				133.42	133.42	333.55	vérifiée
Etage10	PP	385.70	385.70	771.4	112.89	112.89	282.22	vérifiée
	PS				100.34	100.34	250.85	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

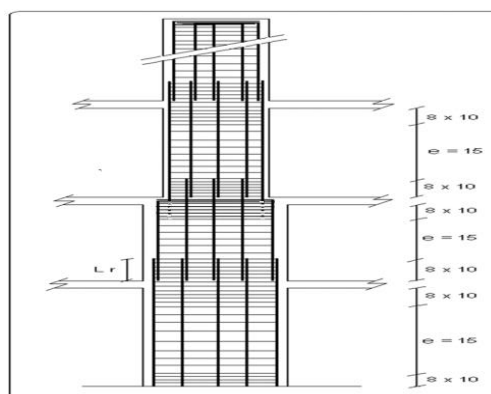


Figure V.3.Réduction des sections de poteaux

schéma de ferrailage

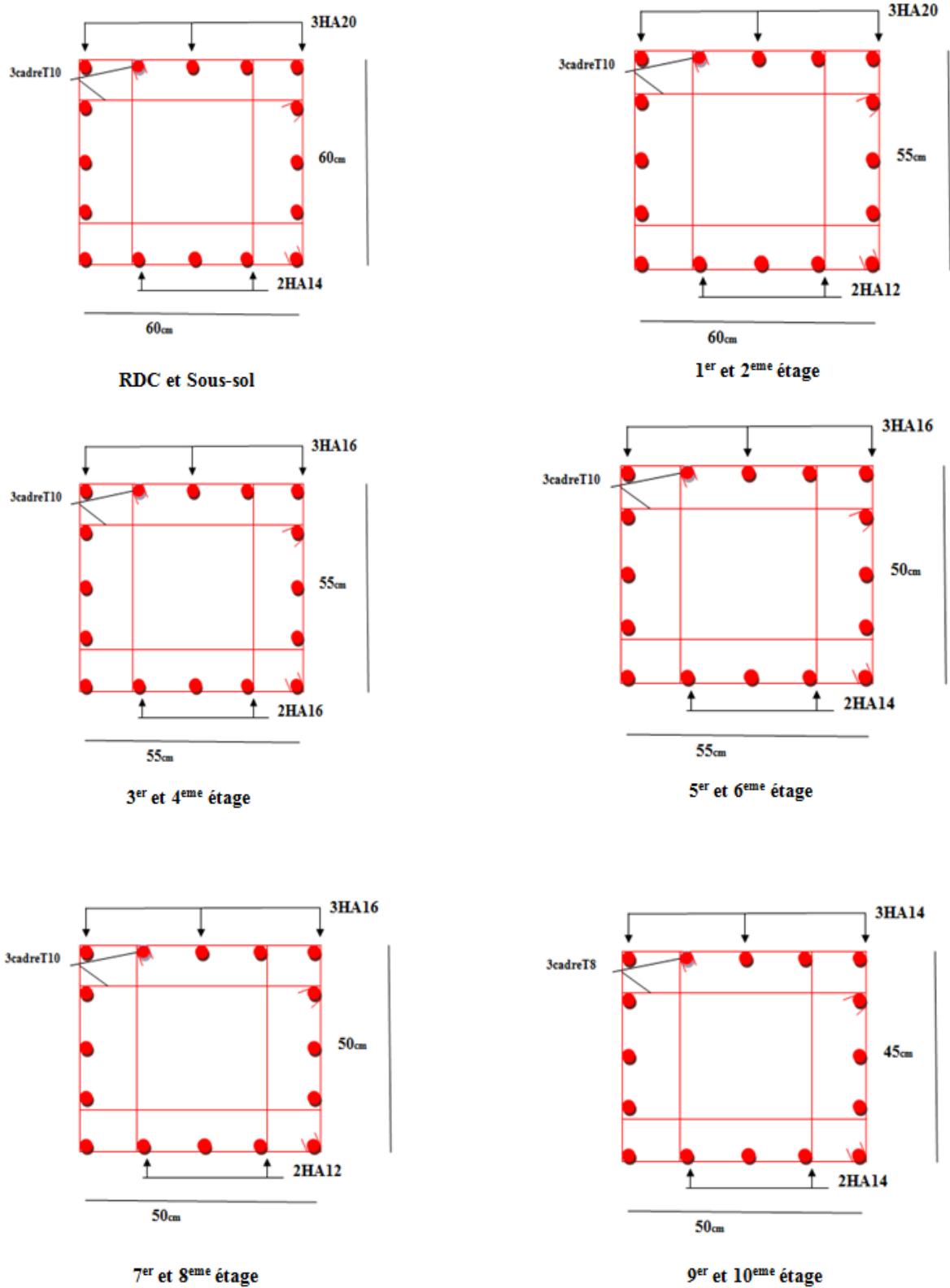


Figure V.6. schéma de ferrailage des poteaux

V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone III (forte sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux

nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements 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 repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

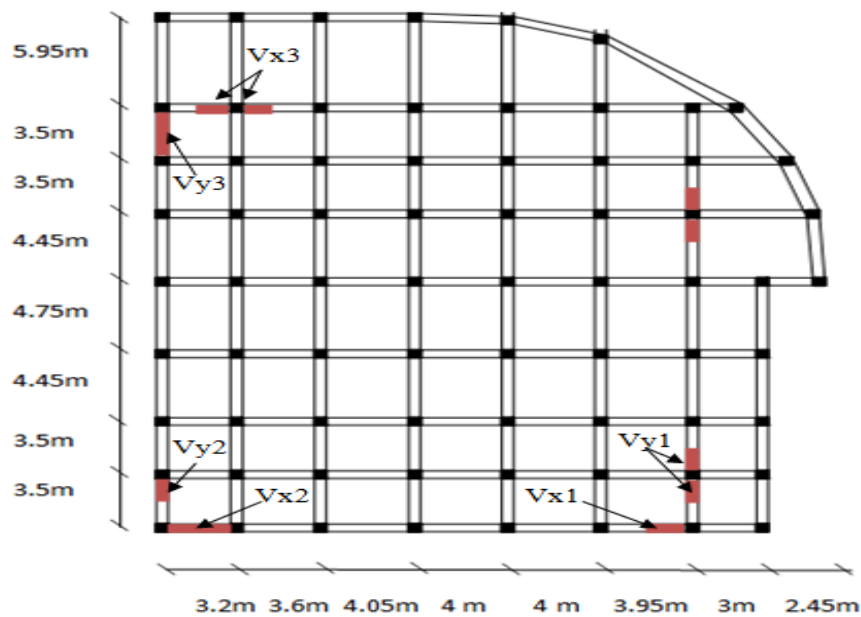


Figure V.7. Schéma de répartition des voiles

V.4.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **S.A.P 2000**, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17. Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // x-x

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-sol RDC	887.61	56.84	217	608.32	15.41	38.86	201.23
Etage 1 et 2	746.62	86.12	294.13	324.29	21.23	101.6	173.81
Etage 3 et 4	561.04	53.42	312.77	222.28	37.70	109.46	170.70
Etage 5 et 6	365.44	31.79	256.10	132.49	52.25	109.42	140.53
Etage 7 et 8	170.42	10.28	201.46	54.51	21.15	81.31	67.10

Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile Vx2 // x-x

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-sol RDC	1195.61	417.09	417.09	1195.61	6.74	70.97	311.77
Etage 1 et 2	731.18	149.82	447.94	439.73	72.04	473.95	265.63
Etage 3 et 4	544.16	136.38	490.03	111.10	11.57	146.12	244.74
Etage 5 et 6	415.74	200.90	361.43	30.46	41.79	120.42	160.41
Etage 7 et 8	342.70	214.46	224.06	139.79	8.22	86.90	136.85

Tableau V.19.Sollicitations max de calcul dans le voile Vx3 // x-x

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-sol RDC	1790.07	222.39	1028.06	1083.39	153.68	1024.46	360.684
Etage1 et 2	1455.31	35.41	857.33	493.63	328.94	841.15	300.06
Etage3 et 4	711.57	62.05	468.26	319.13	87.35	97.31	260.76
Etage5 et 6	677.80	72.10	364.34	173.04	12.63	159.27	240.75
Etage7 et 8	320.84	132.15	215.70	33.364	1.6	117.17	156.63

Tableau V.20.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // y-y

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-sol RDC	1193.18	541.19	557.95	580.48	356.29	50.10	231.61
Etage 1 et 2	1129.63	427.40	427.40	1129.6	48.82	261.71	230.48
Etage 3 et 4	802.85	63.55	368.15	800.15	193.38	292.61	219.50
Etage 5 et 6	671.55	274.11	274.11	671.55	100.49	187.00	199.49
Etage 7 et 8	553.98	217.37	217.37	533.98	81.36	104.31	157.97
Etage9 et10	408.336	177.35	177.35	408.36	56.31	18.10	128.52

Tableau V.21.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2 // y-y

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-sol RDC	887.61	56.84	217.00	608.32	15.41	38.86	201.23
Etage 1 et 2	746.62	86.12	294.13	324.29	21.23	101.60	173.81
Etage 3 et 4	561.04	53.42	312.77	222.28	37.72	109.46	172.70
Etage 5 et 6	365.44	31.79	255.10	132.49	52.25	109.42	140.53
Etage 7 et 8	170.42	10.28	201.45	54.51	21.93	185.30	61.10

Tableau V.22.Sollicitations max de calcul dans le voile Vy3 // y-y

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S-sol RDC	2237.63	153.04	2164.38	1012.80	737.88	2150.53	769.35
Etage 1 et2	1953.95	230.01	1796.75	867.83	498.04	1739.62	553.98
Etage 3 et4	1435.45	317.40	977.92	702.92	369.6	905.34	422.51
Etage 5 et6	903.48	272.03	551.36	505.35	362.92	416.45	361.33
Etage 7 et8	417.731	253.35	476.45	268.78	35.08	94.56	259.65

V.4.3. Ferrailage des voiles :

- Exemple de calcul pour le ferrailage des voiles

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau. Prenons l'exemple de calcul du voile V_{x1} du sous - sol et RDC.

$$\text{Données : } \begin{cases} l = 1.4 \text{ m} \\ e = 0.20 \text{ m} \\ N = 887.6 \text{ KN} \\ M = 56.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ e_G = \frac{M}{N} = \frac{56.8}{887.6} = 0.064 \text{ m} \Rightarrow e_G = 0.064 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.7 \text{ m} \right.$$

le centre de pression est à l'intérieur de la section armatures

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \leq (0.337h - 0.81d_0)b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 56.8 + 887.6 \times (1.35 - 1.4/2) = 633.74 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 887.6 \times 10^{-3} \times (1.4 - 0.05) - 633.74 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 1.4 - 0.81 \times 0.05) \times 1.4 \times 0.2 \times 14.2$$

$$0.56 \leq 1.71 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{633.74 \times 10^{-3}}{1.4 \times 1.35^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_l = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.017 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.021$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.34 \text{ m} \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{M^a}{Z * f_{st}} = \frac{633.74 * 10^{-3}}{1.34 * 348} = 13.5 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_v^{cal} = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 13.046 \text{ cm}^2$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue :

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{887.6 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.4} + \frac{56.8 \times 10^{-3}}{0.045733} \times 0.201 = 3.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{887.6 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.4} - \frac{56.8 \times 10^{-3}}{0.045733} \times 0.201 = 2.92 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{2.92 \times 1.4}{3.41 + 2.92} = 0.41 \text{ m}$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue selon la réglementation du RPA est :

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% \times 0,2 \times 0.41 = 1.64 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue selon la réglementation du RPA est :

$$l_c = L - 2l_t = 1.4 - 2 \times 0.41$$

$$l_c = 0,58 \text{ m}$$

$$A_{min}^{comp} = 0.1\% \times 0,2 \times 0,58 = 1.16 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales globale dans la section du voile selon la réglementation du RPA est :

$$A_{min}^{global} = 0.15\% (L \times e)$$

$$A_{min}^{global} = 0.15\% \times 1.4 \times 0.20 = 4.2 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_v^{adopt} = 4HA14 + 6HA12 = 12.95 \text{ cm}^2$

➤ Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$V = 201.2 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 201.2 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.35} = 1.04 \text{ MPa}$$

Avec :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1.04 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales horizontales selon la réglementation du RPA est :

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times s_t = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{adopt} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailrages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.23. Tableaux de ferraillage de voile Vx1

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1 et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7
Section (m ²)	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2
M (KN.m)	56.8	86.1	53.4	31.7	10.2
N (KN)	887.6	746.6	561	365.4	1170.4
V (KN)	201.2	173.8	172.7	140.5	67.1
τ (MPa)	1.04	0.9	0.9	0.73	0.35
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.15	11.04	8.12	5.26	2.38
A_v^{min} (cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
A_v^{adop} (cm ²)	12.95	11.31	9.23	7.85	7.85
$N^{bre}/face$	4HA14+ 6HA12	10HA12	4HA12+ 6HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
A_h^{cal} (cm ²)	1.3	1.13	1.12	0.91	0.43
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	2.26	1.01	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

Tableau V.24. Tableaux de ferraillage de voile Vx2

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et 8
Section (m ²)	2.1*0.2	2.1*0.2	2.1*0.2	2.1*0.2	2.1*0.2
M (KN.m)	417	447.9	136.3	200.9	214.4
N (KN)	1195.6	439.7	544.1	415.7	342.7
V (KN)	311.7	265.6	244.7	244.7	136.8
τ (MPa)	1.06	0.91	0.84	0.84	0.47
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	20.14	11.09	8.56	7.75	7
A_v^{min} (cm ²)	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3
A_v^{adop} (cm ²)	21.49	12.44	8.64	8.64	8.64
$N^{bre}/face$	9HA16+ 3HA14	11HA12	11HA10	11HA10	11HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.33	1.13	1.04	0.68	0.58
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	2.26	1.57	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Tableaux de ferrailage de voile Vx3

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et 8
Section (m ²)	2.7*0.2	2.7*0.2	2.7*0.2	2.7*0.2	2.7*0.2
M (KN.m)	222.3	35.4	62	72.1	132.1
N (KN)	1790	1455.3	711.5	677.8	320.8
V (KN)	360.6	300	260.7	240.7	156.6
τ (MPa)	0.95	0.79	0.69	0.64	0.41
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	24.02	18.19	9.51	9.19	5.32
A_v^{min} (cm ²)	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1
A_v^{adop} (cm ²)	24.62	20.54	12.56	12.56	12.56
N ^{bre} /face	16HA14	10HA12+ 6HA14	16HA10	16HA10	16HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.19	0.99	0.86	0.79	0.52
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01
N ^{bre} /plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V. 26. Tableaux de ferrailage de voile Vy1

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1 et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8	Etage 9 et 10
Section (m ²)	1.5*0.2	1.5*0.2	1.5*0.2	1.5*0.2	1.5*0.2	1.5*0.2
M (KN.m)	541.9	427.4	368.1	274.1	217.3	177.3
N (KN)	1193.1	1122.9	800.1	671.5	553.9	408.3
V (KN)	231.6	230.8	219.5	189.4	189.4	189.4
τ (MPa)	1.12	1.11	1.06	0.91	0.91	0.91
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	24.67	21.74	16.65	13.37	10.88	8.32
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adop} (cm ²)	25	21.79	16.58	13.76	11.31	9.23
N ^{bre} /face	6HA20+4HA14	4HA20+6HA14	6HA16+ 4HA14	4HA12+ 6HA14	10HA12	4HA12+ 6HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.4	1.39	1.32	1.2	0.95	0.78
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6

(cm^2)						
A_h^{adop} (cm^2)	2.26	2.26	2,26	2.26	1.01	1.01
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V. 27. Tableaux de ferrailage de voile Vy2

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1 et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8
Section (m^2)	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2
M (KN.m)	217	294.1	312.7	255.1	201.4
N (KN)	608.3	324.2	222.2	132.4	54.5
V (KN)	201.2	173.8	172.7	140.5	61.1
τ (MPa)	1.22	1.06	1.05	0.86	0.37
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	12.62	10.65	9.78	7.35	5.16
A_v^{min} (cm^2)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm^2)	13.85	11.40	10.18	8.1	7.11
$N^{bre}/face$	9HA14	4HA14+6HA12	9HA12	3HA12+6HA10	9HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	1.53	1.32	1.31	1.07	0.46
A_h^{min} (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm^2)	2.26	2,26	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V. 28. Tableaux de ferrailage de voile Vy3

Niveau	S-sol RDC service	Etage 1 et 2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8
Section(m^2)	3 *0.2	3 *0.2	3 *0.2	3 *0.2	3 *0.2
M (KN.m)	2164.3	1796.7	977.9	551.3	476.4
N (KN)	1012	867.8	702.9	505.3	268.7
V (KN)	769.3	553.9	422.5	361.3	259.6
τ (MPa)	1.83	1.31	1	0.86	0.62
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	31.27	26.3	17.22	11.09	7.45
A_v^{min} (cm^2)	9	9	9	9	9
A_v^{adop} (cm^2)	32.17	26.89	18.09	12.56	12.56
$N^{bre}/face$	16HA16	10HA16+6HA12	16HA12	16HA10	16HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm^2)	2.28	1.64	1.25	1.07	0.77
A_h^{min} (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm^2)	2.26	2,26	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}/plan$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.4.4. Exemple de ferrailage des voiles :

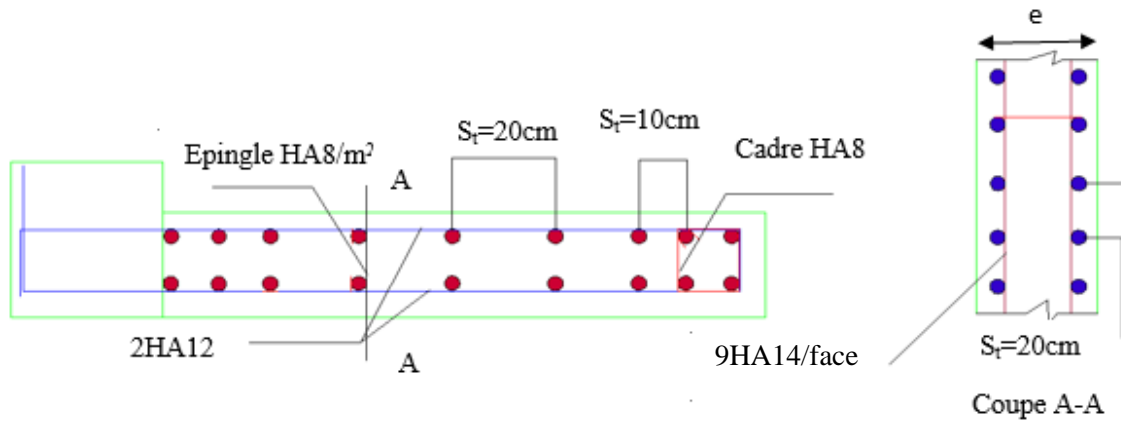


Figure V.8.Exemple de ferrailage de voile sous sol et RDC (Vy2)

V.5.Etude des poteaux :

Pour la 2^{ème} partie de sous sol :

V.5.1.Armatures longitudinales :

Tableau V.29.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
sous sol	76.99	6.435	22.51	33.68	7.58	4.80

Tableau V.30.Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adap} (cm ²)	Barres
RDC et sous sol	50*50	25	22.5	25.13	8HA16+8HA12

V.5.2.Armatures Transversales :

Tableau V.31.Calcul des armatures transversales

Sections (cm ²)	Φ_t^{max} cm	Vd (KN)	l_r cm	t zone nodal e	t zone courant e	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	barres
50*50	1.6	11.16	80	10	16	0.33	3.83	4.71	6HA10

V.6.Etude des poutres :

V.6.1.Armatures longitudinales :

Tableau V.32.Ferraillage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Poutre principale	30×40	Appuis	13.30	13.65	0.91	6	6.79	6T12
			Travée	8.60		0.67		6.79	6T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	10.09	10.75	0.80	5.25	6.79	6T12
			Travée	5.54		0.50		6.79	6T12

V.6.2. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3cm)$$

$$\phi_t \leq 1.14cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutre

- **Schéma de ferrailage des poteaux :**

Pour le poteaux 50*50 sous sol 2eme partie

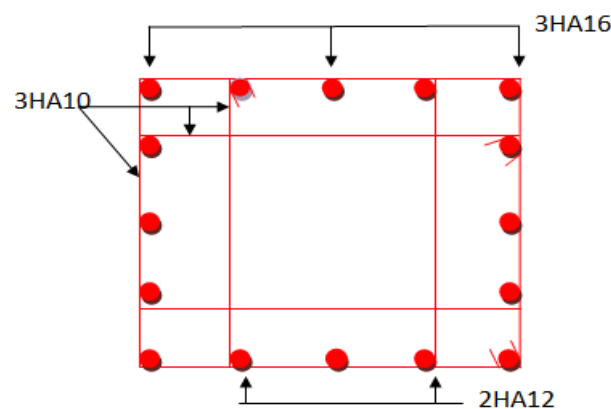


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poteaux

- Schéma de ferrailage des Poutres

Pour sous sol (PP 30*40) et (PS 30*35)

Appuis Travée

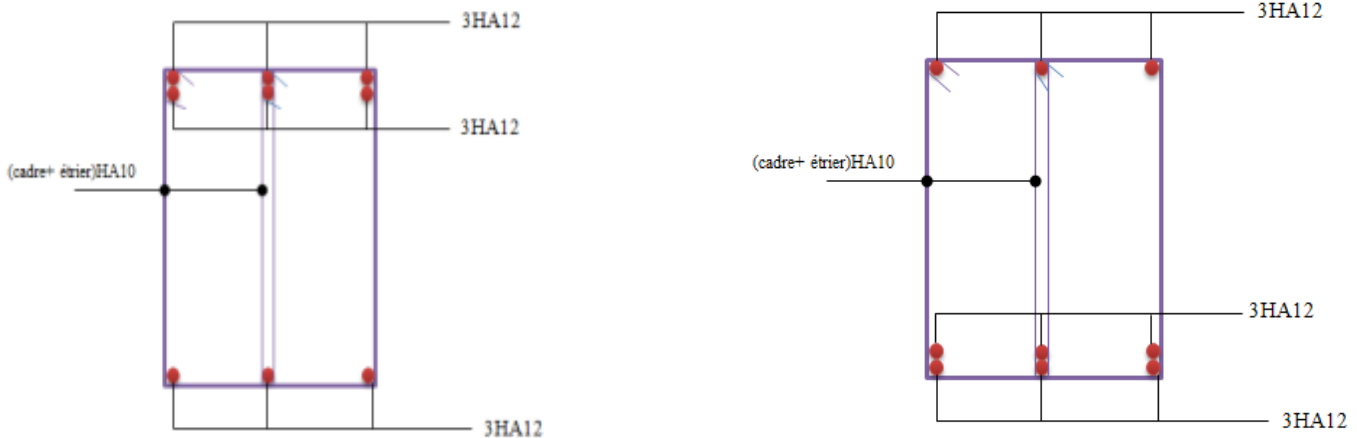


Figure V.10. Schéma de ferrailage des Poutres

V.7. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par les logiciels de calcul ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003 sont souvent importantes par rapport à celle données par les logiciels utilisés. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

VI .1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est **3 bars** à une profondeur de 3.06 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99(Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.4. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison la plus défavorable ; obtenu par le SAP 2000.

$N=1882.24$

$$\frac{N}{A \cdot A} \leq \sigma_{sol}$$

$$A = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1882.24}{3}} = 2.5 \text{ m}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

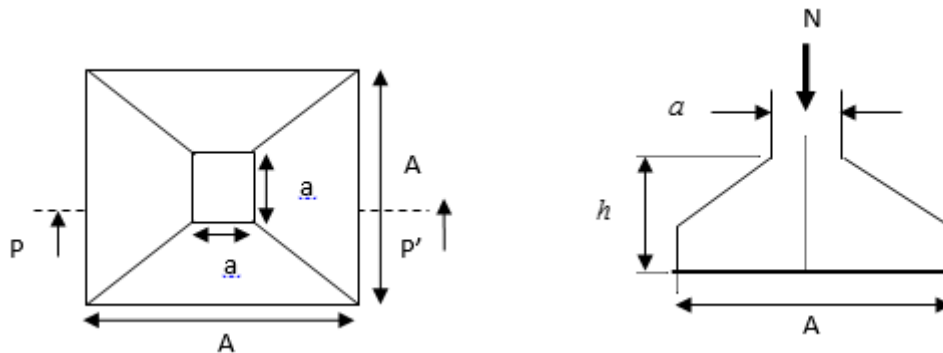


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée.

Choisissant deux poteaux de section (65×65) dans la structure où la distance entre eux est de 2.55 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{1882.24}{300}} = 2.5 \text{ m}$$

On remarque le chevauchement entre les semelles isolées dans les deux sens, dont dans le sens (x-x) la distance entre elles est de 2.45 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y) avec une distance de 3.5m. donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.5. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux. Voir la **Figure VI.2** dans la page suivante.

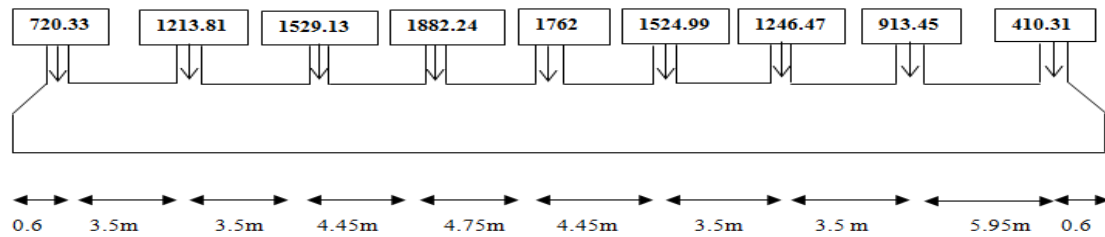


Figure VI.2. Schéma de semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 720.33 \text{ KN}$, $N_2 = 1213.81 \text{ KN}$, $N_3 = 1529.13 \text{ KN}$, $N_4 = 1882.24 \text{ KN}$, $N_5 = 1762 \text{ KN}$.

$N_6 = 1524.99 \text{ KN}$, $N_7 = 1524.99 \text{ KN}$, $N_8 = 1246.47 \text{ KN}$, $N_9 = 913.45 \text{ KN}$, $N_{10} = 410.31 \text{ KN}$

$$N = \sum N_i = 11202.73 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{11202.73}{0.3 * 34.80} = 1.07 \text{ m}$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes

D'après **RPA99version2003 (article10.1.1.)** :

- Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, il est recommandé de supprimer les joints au niveau des fondations si le système de fondation et la qualité du sol de fondation demeurent identiques sous les différents blocs.
- Cette disposition permettra d'avoir un ensemble monolithe constitué soit par un réseau de longrines reliant les semelles des points d'appui, soit par un radier continu, soit en cas de sous-sol par un caisson rigide composé du radier, des voiles périphériques et intermédiaires et des planchers du sous-sol.

VI.6. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé. , il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 77522.837 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 258.41m^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 1310.68m^2$

Donc on prend $S_{radier} = 1310.68m^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.60m$)

- **Nervure:** $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{655}{10} = 65.5cm \Rightarrow h_t = 70cm$

- **Dalle:** $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{655}{20} = 32.75cm \Rightarrow h_r \geq 35cm.$

– **Condition de rigidité : [2]**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \dots\dots\dots(1)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \dots\dots\dots(2)$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la semelle.

On a : $I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 104.17cm.$

Donc : $h \geq 105\text{cm}$.

– **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_s} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1\text{m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = 106376.788 \times 6.55 / (2 \times 1310.68) = 265.80\text{KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.22\text{m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 105\text{cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40\text{cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 1310.68\text{ m}^2$

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

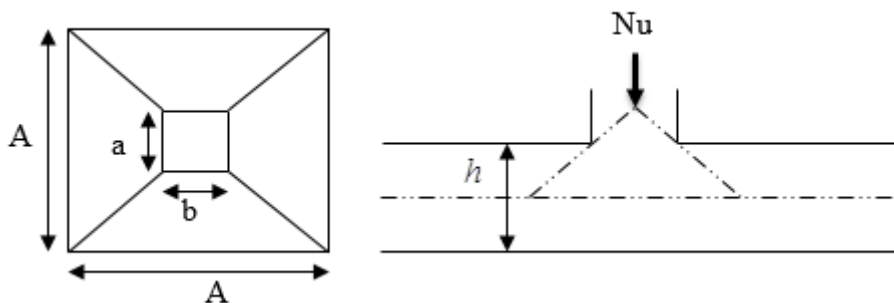


Figure VI.3.Présentation de zone d'impact de la charge compactée.

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$.

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.60+1.05= 1.65 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 6.6\text{m}$

$$N_u = 2.58853\text{MN} < 0.045 \times 6.6 \times 1.05 \times \frac{25}{1.5} = 5.20\text{MN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

\Rightarrow pas de risque au poinçonnement.

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismique à la base.

$$N' = 77522.83 + 25 * 0.40 * 1310.68 = 90629.63 \text{ KN}$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 15.1\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 21.7\text{m}$$

- **Calcul des moments d'inerties du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 205728.70\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 99616.05\text{m}^4$$

$$M_x = 168.40\text{MN}$$

$$M_y = 139.42\text{MN}$$

$$\sigma_1 = \frac{90.63}{1310.68} + \frac{168.40 \times 21.7}{205728.70} = 0.087\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{90.63}{1310.68} - \frac{168.41 \times 21.7}{205728.70} = 0.051 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.087 + 0.051}{4} = 0.078 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.30 \text{MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{90.63}{1310.68} + \frac{139.42 \times 15.1}{99616.05} = 0.090 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{90.63}{1310.68} - \frac{139.42 \times 15.1}{99616.05} = 0.048 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.090 + 0.048}{4} = 0.079 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.30 \text{MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq \gamma_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$\gamma_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 1310.68 \text{m}^2$ (surface du radier).

$H = 3.06 \text{m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 90629.63 \text{KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 1310.68 = 46122.8292 \text{KN} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

C - Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau de la **(figure VI.4)** et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_U = \frac{N_u}{S_{totale}} = \frac{106377.675}{1310.68} = 81.16 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{totale}} = \frac{77522.837}{1310.68} = 59.15 \text{ KN / m}^2$$

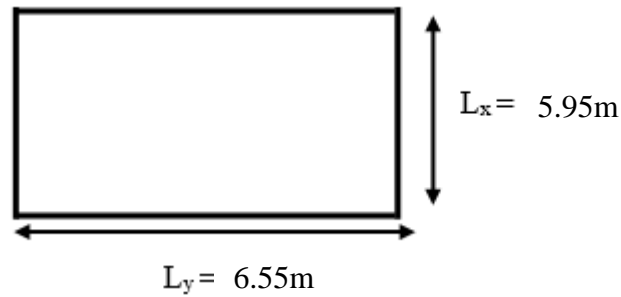


Figure VI.4.Dalle sur quatre appuis.

$L_x=5.95\text{m}, L_y=6.55\text{m}$.

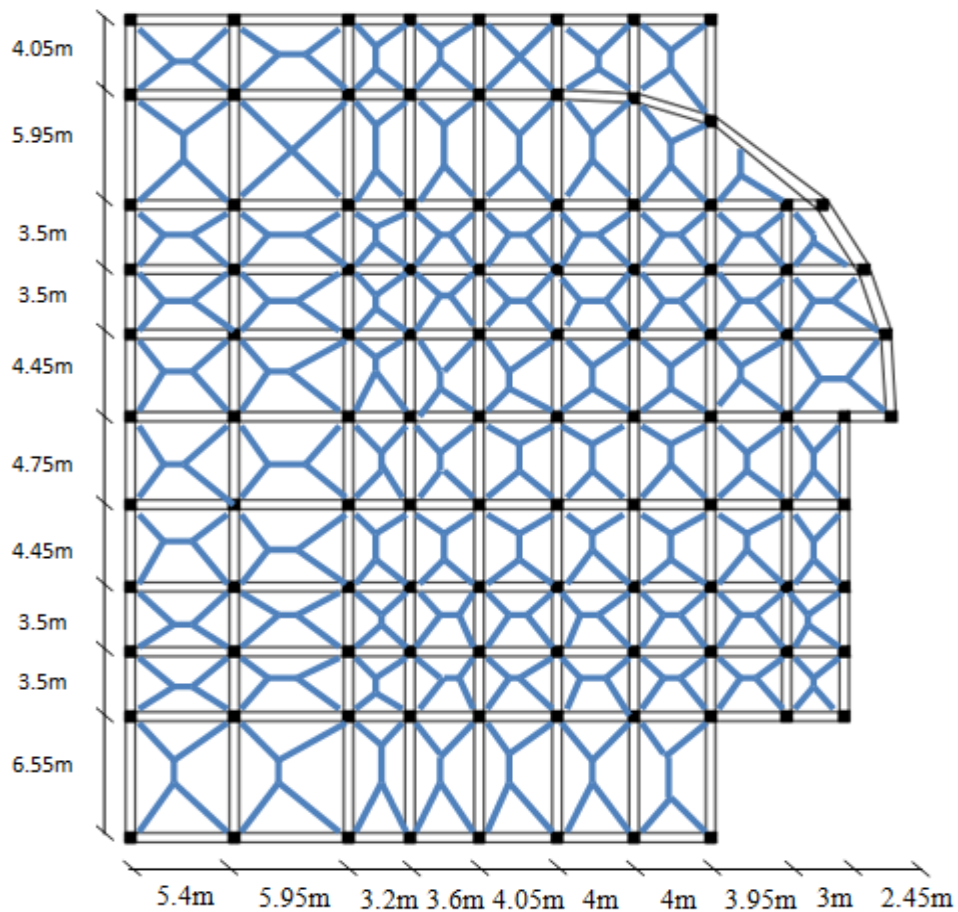


Figure VI.5.Schéma de rupture de dalle de radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.95}{6.55} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

A l'ELU : $v = 0$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0447 \times 81.16 \times 5.95^2 = 128.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8036 \times 128.43 = 103.20 \text{ KN.m}$$

– **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 109.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 87.72 \text{ KN.m}$$

– **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -64.21 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $v = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0518 \times 59.15 \times 5.95^2 = 108.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8646 \times 108.47 = 93.78 \text{ KN.m}$$

– **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 92.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 79.71 \text{ KN.m}$$

– **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -54.23 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Section des armatures du radier.

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	St (cm)
Sens X-X	Travée	109.16	8.49	3.35	9.23	6HA14	15
	Appui	64.21	4.93	3.2	6.79	6HA12	15
Sens Y-Y	Travée	87.72	6.79	3.35	9.23	6HA14	15
	Appui	64.21	4.93	3.2	6.79	6HA12	15

Vérification de condition de non fragilité :

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

➤ **En travée :****- Sens xx :**

$$A_x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.91}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.35 \text{cm}^2$$

- Sens yy :

$$A_y = \rho_0 b e$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$A_y = A_x = 3.2 \text{cm}^2$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Soit: $S_t = 14\text{cm}$ pour les armatures // L_x .

Soit: $S_t = 14\text{cm}$ pour les armatures // L_y .

A l'ELU :• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 143.64 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 107.67 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 143.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{143.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} \Rightarrow \tau_u = 0.39 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

▪ **L'ELS**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa.}$$

Avec $A'_s=0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	92.20	8.96	140735	5.87	281.32
	yy	79.72	7.84	108708	5.74	331.77
Appui		54.23	8.96	140735	3.45	195.16

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t (cm)
Travée	xx	8HA16	16.08	11.34	220043	4.75	167.56	12.5
	yy	8HA16	16.08	8.97	140862	5.07	197.42	12.5
Appui		6HA14	9.24	8.97	140862	2.98	144.96	16

- Schéma de ferrailage :

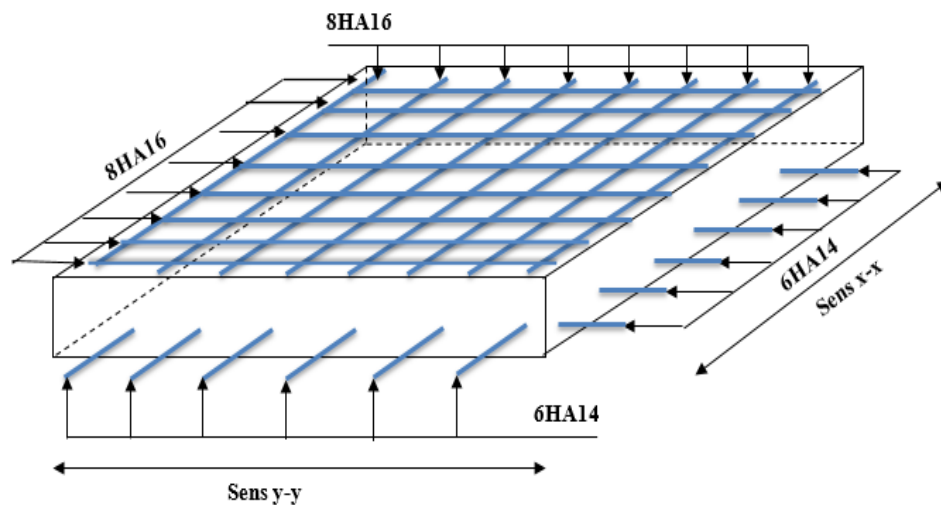


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de radier.

E-Ferraillage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle
- P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

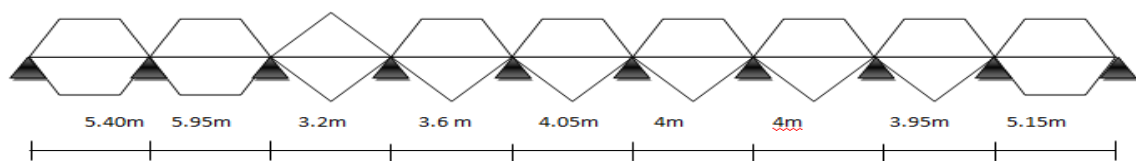
Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

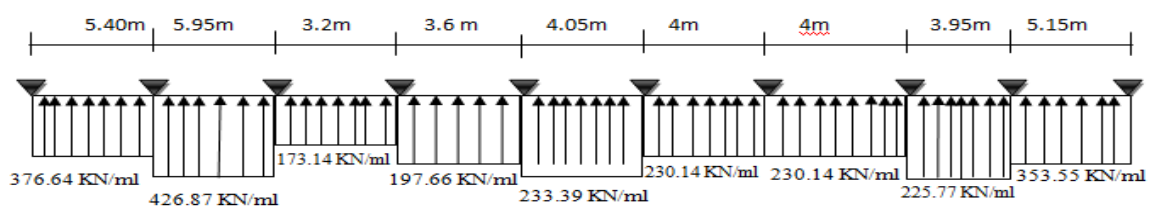
$$Q_u = 81.16 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 59.15 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

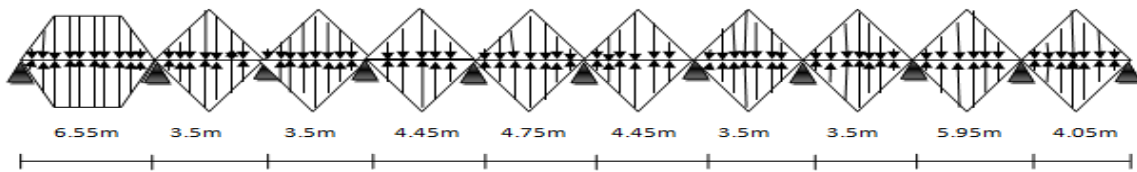


Sens X-X

• **Schéma statique équivalent :**

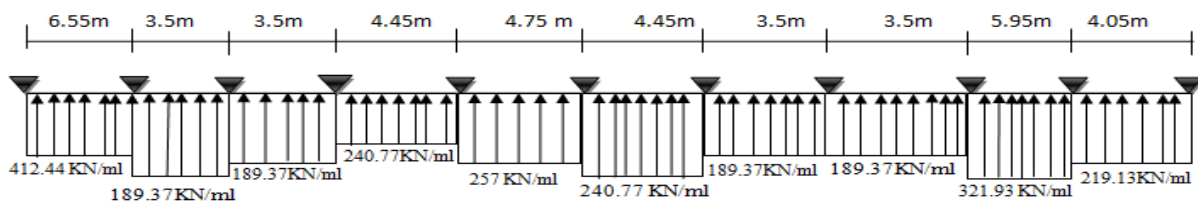


Sens Y-Y :



Sens Y-Y

• Schéma statique équivalent :



• Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si } c' \text{ est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Les sollicitations dans les nervures :

- *Sollicitations de la nervure (sens X-X) :*

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

Tableau VI.4.Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Travée	l (m)	l' (m)	ELU		ELS		X (m)	ELU M _t (KN.m)	ELS M _t (KN.m)
			M _a (KN.m)		M _a (KN.m)				
			M _g	M _d	M _g	M _d			
A-B	5.4	5.4	-205.85	-1219.65	-150.04	-888.87	2.20	706.52	514.91
B-C	5.95	4.76	-1219.65	-786.61	-888.87	-573.27	3.14	892.10	650.16
C-D	3.2	2.8	-786.61	-164.93	-573.27	-120.19	2.72	145.15	105.79
D-E	3.6	2.88	-164.93	-243.36	-120.19	-177.35	1.69	117.26	85.45
E-F	4.05	3.24	-243.36	-282.77	-177.35	-206.08	1.98	215.65	157.16
F-G	4	3.2	-282.77	-277.25	-206.08	-202.05	2	180.26	131.37
G-H	4	3.2	-277.25	-271.27	-202.05	-197.70	2	186.02	135.56
H-I	3.95	3.16	-271.27	-784.54	-197.70	-571.77	1.39	50.19	36.58
I-J	5.15	5.15	-784.54	-175.82	-571.77	-128.13	2.90	711.70	518.7

- *Sollicitations de la nervure sens (Y-Y) :*

- **Tableau VI.5.**Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	l (m)	l' (m)	ELU		ELS		X (m)	ELU M _t (KN.m)	ELS M _t (KN.m)
			M _a (KN.m)		M _a (KN.m)				
			M _g	M _d	M _g	M _d			
A-B	6.55	6.55	-331.77	-1510.63	-241.80	-1100.9	2.84	1329.90	969.24
B-C	3.5	2.8	-1510.63	-174.66	-1100.9	-127.30	3.76	167.98	122.43
C-D	3.5	2.8	-174.66	-277.84	-127.30	-202.50	1.59	66.01	48.11
D-E	4.45	3.56	-277.84	-399.06	-202.50	-290.84	2.11	259.07	188.81
E-F	4.75	3.8	-399.06	-399.06	-290.84	-290.84	2.37	325.76	237.42
F-G	4.45	3.56	-399.06	-277.84	-290.84	-202.50	2.33	259.07	188.81
G-H	3.5	2.8	-277.84	-174.66	-202.50	-127.30	1.90	66.01	48.11
H-I	3.5	2.8	-174.66	-604.99	-127.30	-440.93	1.10	59.94	43.68
I-J	5.95	4.76	-604.99	-658.03	-440.93	-479.58	2.94	793.24	578.13
J-K	4.05	4.05	-658.03	-67.39	-479.58	-49.15	2.69	135.10	98.45

Les sollicitations maximales dans les nervures :**Sens longitudinal (Y-Y) :**

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

Tableau VI.6.Sollicitations max sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	1329.90	-1510.63
M_S (KN.m)	969.24	-1100.9
V (KN)	1530.72	

Sens transversal (X-X) :

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

- **Tableau VI.7.**Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	892.10	-1219.65
M_S (KN.m)	650.16	-888.87
V (KN)	1342.719	

- **Ferraillage :**

Sens Y-Y :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 1.05 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.40 \text{ m}$$

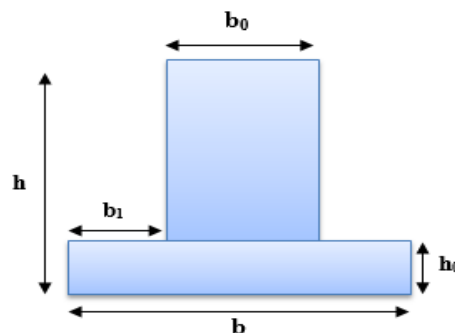
$$b_0 = 0.65 \text{ m}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min(L_y/10, L_x/2)$$

On prend : $b_1 = 65 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 65 + 65 = 195 \text{ cm.}$$

**Figure VI.7.**Section à ferrailer.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 1,95 \times 0,40 \times 14,2 \times (1 - 0,4/2)$$

$$M_{tu} = 3.32 \text{ MN.M}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{0.892}{1.95 \times 1^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.98 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{0.892}{0.98 \times 348} = 26.15 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer} \quad (\text{ArtA.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1.95 \times 1 \times 2.1 / 400 = 23.54 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ Condition vérifiée.

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

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	1329.90	39.20	23.54	40.25	5HA25+5HA20
	Appui	-1510.63	44.68	23.54	49.09	10HA25

Sens X-X :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

$$b = 195 \text{ cm}$$

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

Tableau VI.9. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	892.10	26.07	23.54	30.19	5HA25+5HA12
	Appui	-1219.65	35.87	23.54	40.25	5HA25+5HA20

- **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	1530.72	0.78	2.5	Vérifiée
Sens X-X	1342.719	0.69	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	travée	1329.90	21.98	0.436×10^7	4.88	15	259.84	201.63
	appui	-1510.63	23.96	0.515×10^7	5.12	15	243.73	201.63
X-X	travée	892.10	19.35	0.341×10^7	3.68	15	230.20	201.63
	appui	-1219.65	21.98	0.436×10^7	4.47	15	238.29	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Vérification des contraintes.

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	12HA25	58.91	25.91	0.598×10^7	4.20	180.08
	appui	12HA25	58.91	25.91	0.598×10^7	4.77	199.54
X-X	travée	6HA25+6HA14	38.68	21.59	0.422×10^7	3.32	181.12
	appui	6HA25+6HA20	48.03	23.73	0.505×10^7	4.17	200.96

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(30; 65; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit $6HA10=4.71 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus deux petit cadre pour ceux des milieux)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(90; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_o} = \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 72 \text{ cm.}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 4.71 \times 400}{65 [0.78 - 0.3 \times 2.1]} = 15.45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

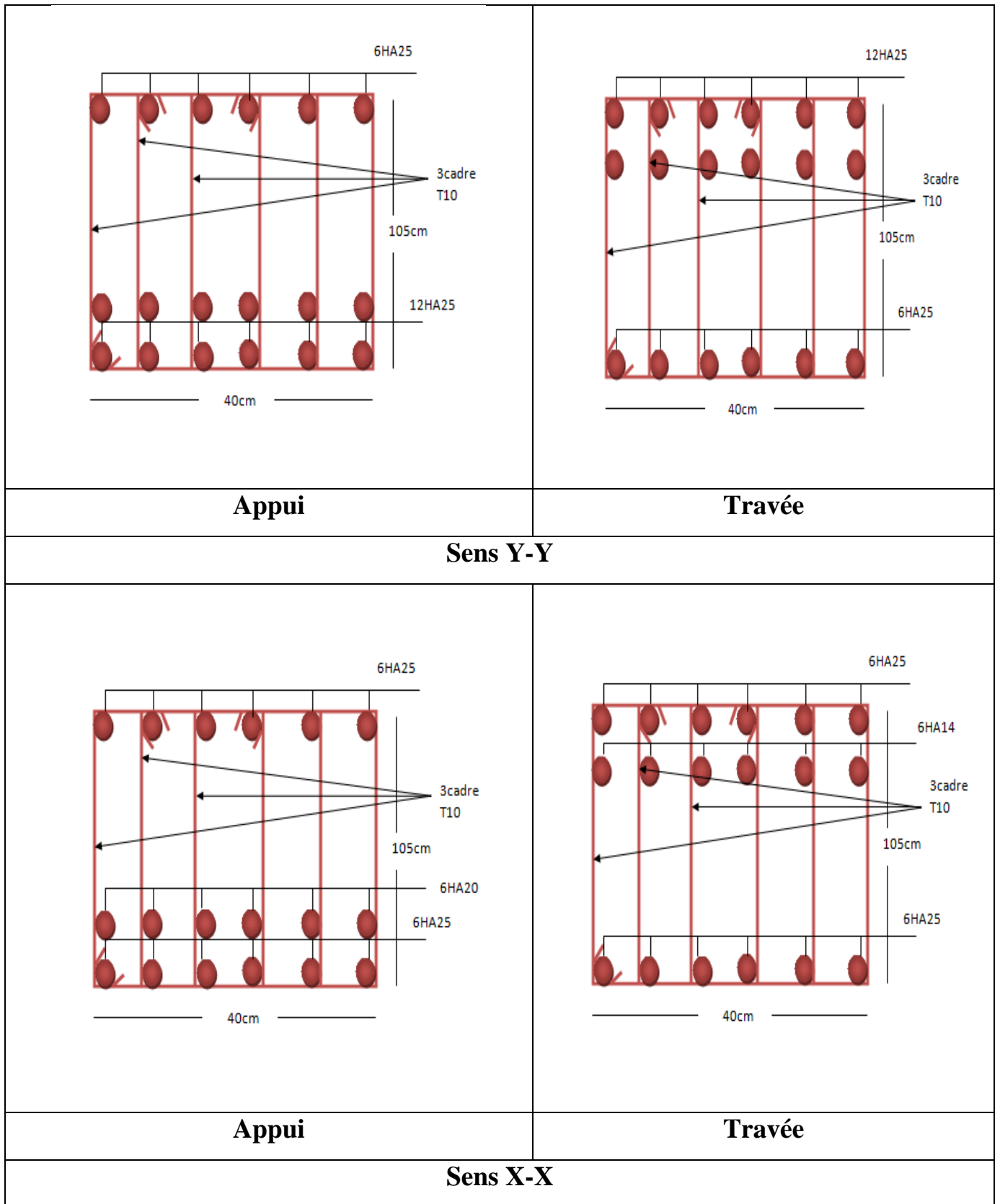


Figure VI.8. schémade ferrailages des nervures.

VI.7.Voile périphérique :**VI.7.1.Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.7.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.06$ m
- La longueur $L=6.55$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

VI.7.3.Caractéristiques du sol :

Ils ne sont pas données dans le rapport de sol donc on prend les caractéristiques les plus défavorables.

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
- La cohésion $c = 0 \text{KN} / \text{m}^2$

VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.06 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}) - 2 \times 0 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2})) = 20.4 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 3.33 \text{KN} / \text{ml}$$

VI.7.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

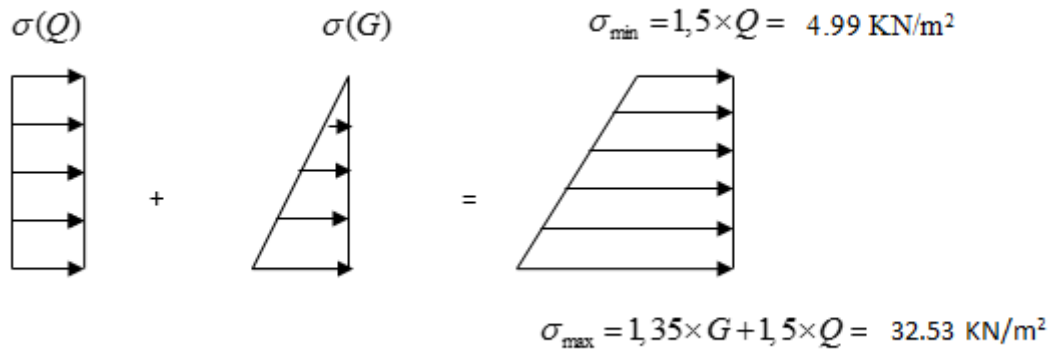


Figure VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 25,64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 25,64 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6,55 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{6,55} = 0,47 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

A l'ELU : $\nu = 0$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1008 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,1008 \times 25,64 \times 3,06^2 = 24,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,2500 \times 24,20 = 6,05 \text{ KN.m}$$

– Moment en travées :

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 20,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 5,14 \text{ KN.m}$$

– **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -12.10 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13.Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	20.57	0.044	0.057	0.175	3.36	2	4HA12 = 4.52
	y-y	5.14	0.011	0.014	0.178	0.82	2	4HA8 = 2.01
Appui		12.10	0.026	0.033	0.177	1.95	2	4HA10 = 3.14

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sensxx : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sensyy : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

VI.7.6.Vérifications :

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

➤ **En travée :**

- **Sens xx :**

$$A_x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.47}{2} \right) \times 100 \times 20 = 2.02 \text{cm}^2$$

- **Sens yy :**

$$A_y = \rho_0 b e$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$A_y = A_x = 1.60 \text{cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_u^x = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 26.15 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \cdot l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 68.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{68.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.40 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.1038$$

$$\mu_y = 0.3402$$

$$\sigma_{max} = I * G + I * Q = 30 + 4.90 = 23.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = I * Q = 3.33 = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18.63 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 18.63 \text{ KN / ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2$$

$$M_x = 18.10 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 6.16 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 15.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.23 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -9.05 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Tableau VI.14. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens	En travée	15.39	4.52	0.043	15376	4.31	205.57	Non Vérifiée
x-x	En appuis	9.05	3.14	0.036	11320	2.93	171.87	Vérifiée
Sens	En travée	6.16	2.01	0.030	7683.7	2.04	153.25	Vérifiée
y-y	En appuis	3.08	3.14	0.036	11320	0.99	58.47	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.15. Vérification des contraintes.

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	5HA12	5.65	0.047	18451	3.95	165.90	20
	yy	4HA10	3.14	0.037	11320	2.94	99.40	25
Appui		4HA10	3.14	0.036	11320	2.93	171.87	25

VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

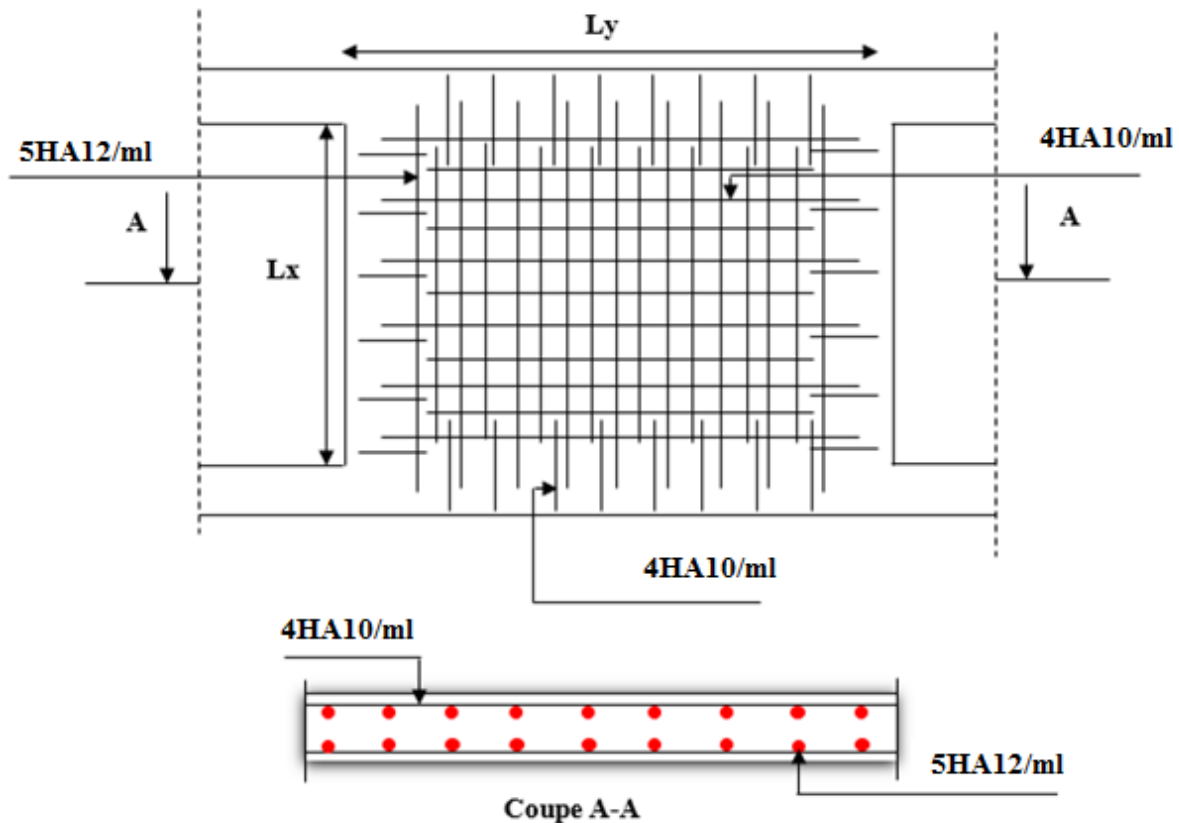


Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.7.7. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure dans notre cas nous avons trois type de fondation.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution n'as pas été adopté pour la majorité des poteaux, après on a essayé les semelle filante. Cette solution a été adopté pour toute les poteaux, mes d'après RPA ce n'était pas possible, nous avons donc opté à des fondations sur radier générale.

Conclusion générale

Ce projet constitue pour nous une première expérience, il nous a permis d'exploiter et d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire et d'appliquer les différentes techniques, ainsi que les concepts et les règlements en vigueur.

A l'issue de ce travail on a pu tirer les conclusions suivantes :

- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Un bon comportement dynamique de la structure dépend essentiellement de la bonne disposition des voiles afin d'éviter la torsion en premier et en deuxième mode de déformation.
- La vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation des sections des poteaux.
- Les poteaux sont ferrailés avec les sollicitations données par le SAP 2000 V14.2.2.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La structure ne peut pas être conçue ou réalisée sans une connaissance géotechnique du sol dont le but de choisir le type de fondation appropriée à notre structure.
- L'utilisation des logiciels (SAP2000 V14.2.2, et quelques programmes de calcul) nous a permis de faciliter les calculs.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ;
C.G.S ; Alger

Jean-Pierre Mougín, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés.
(deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris

DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
(C.B.A93).

DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989

M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996

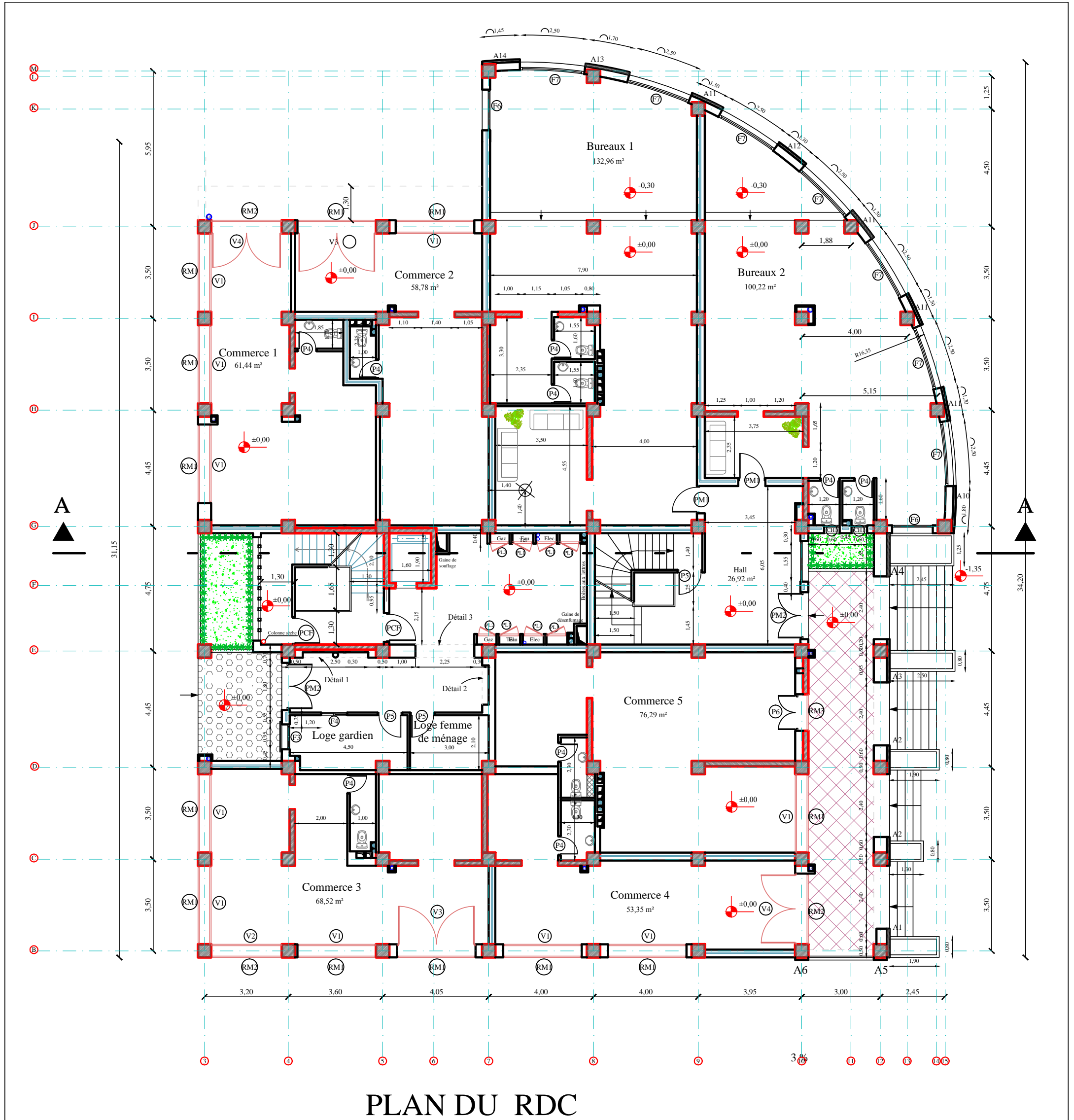
Autres documents consultés :

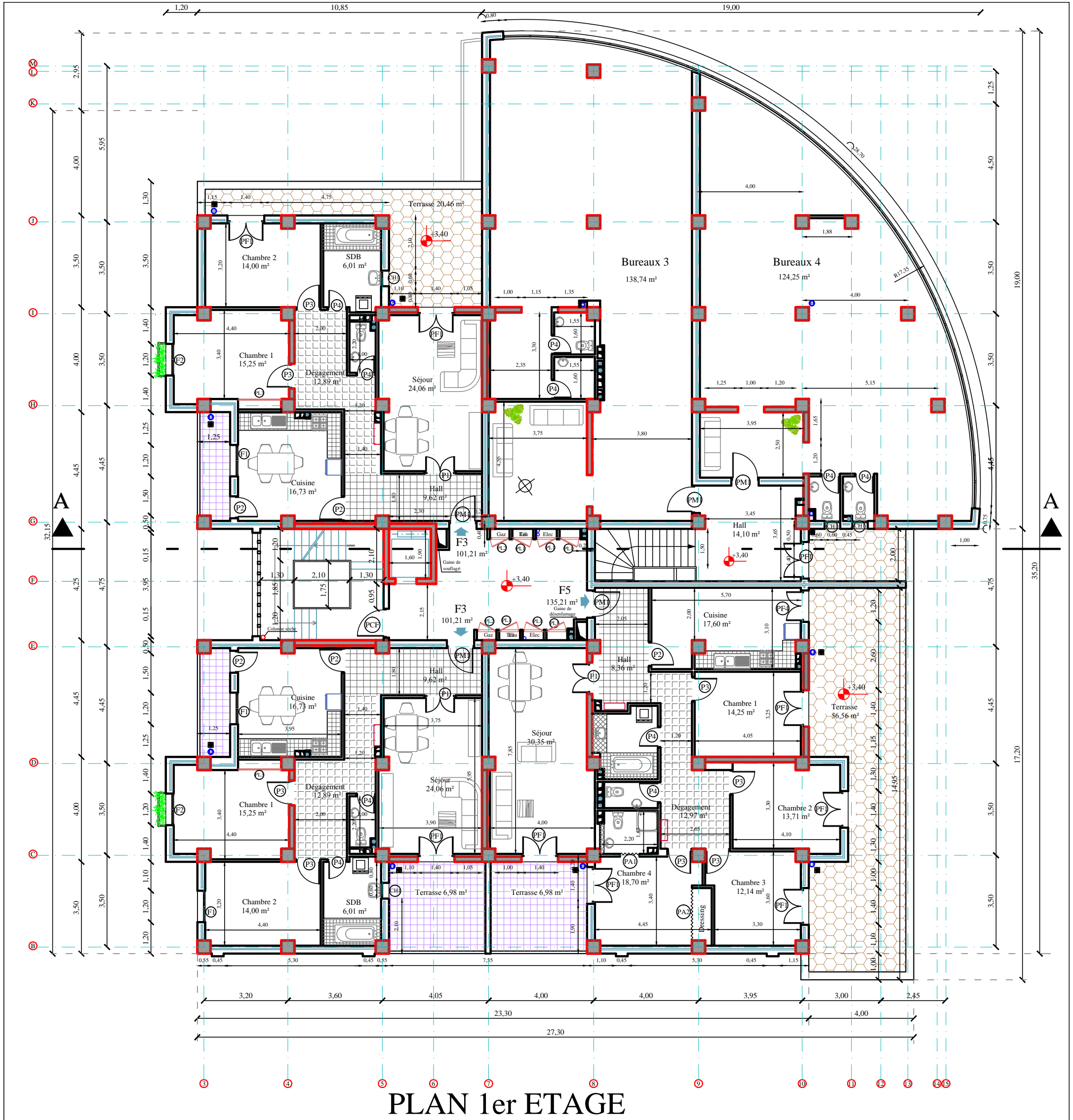
- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

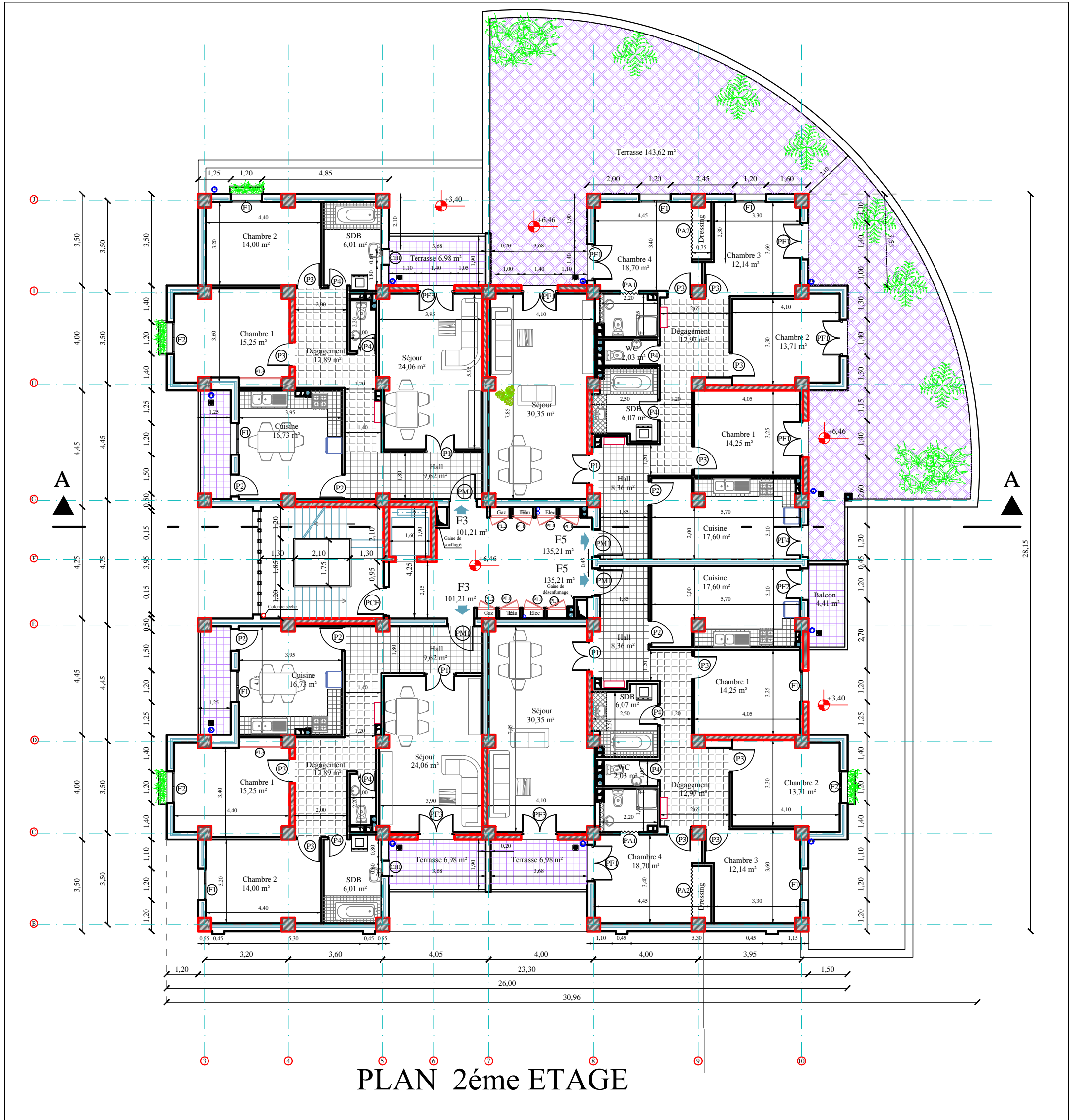
Logiciels utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version 11
- ✓ SOCOTEC
- ✓ Autocade 2008.

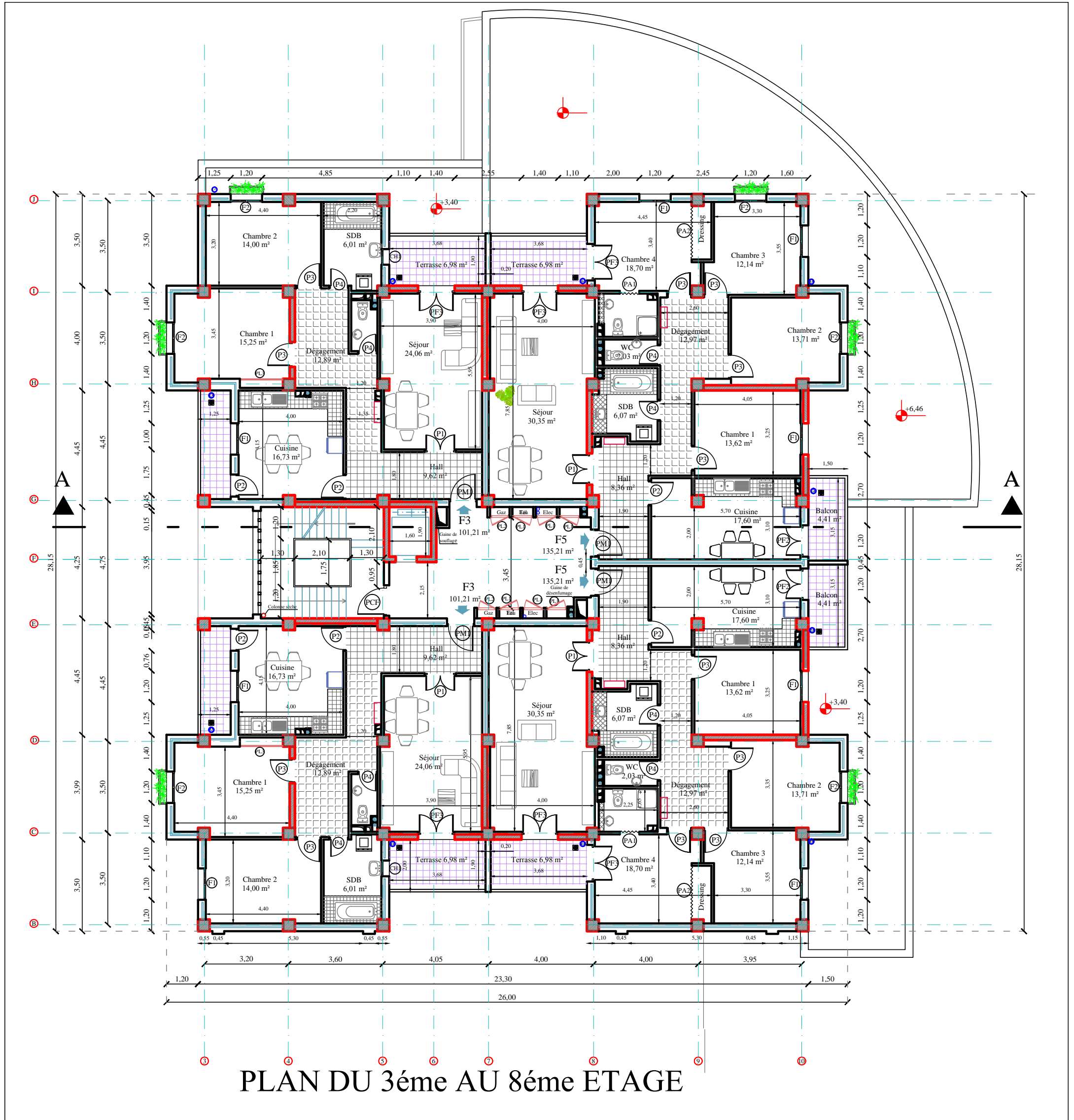




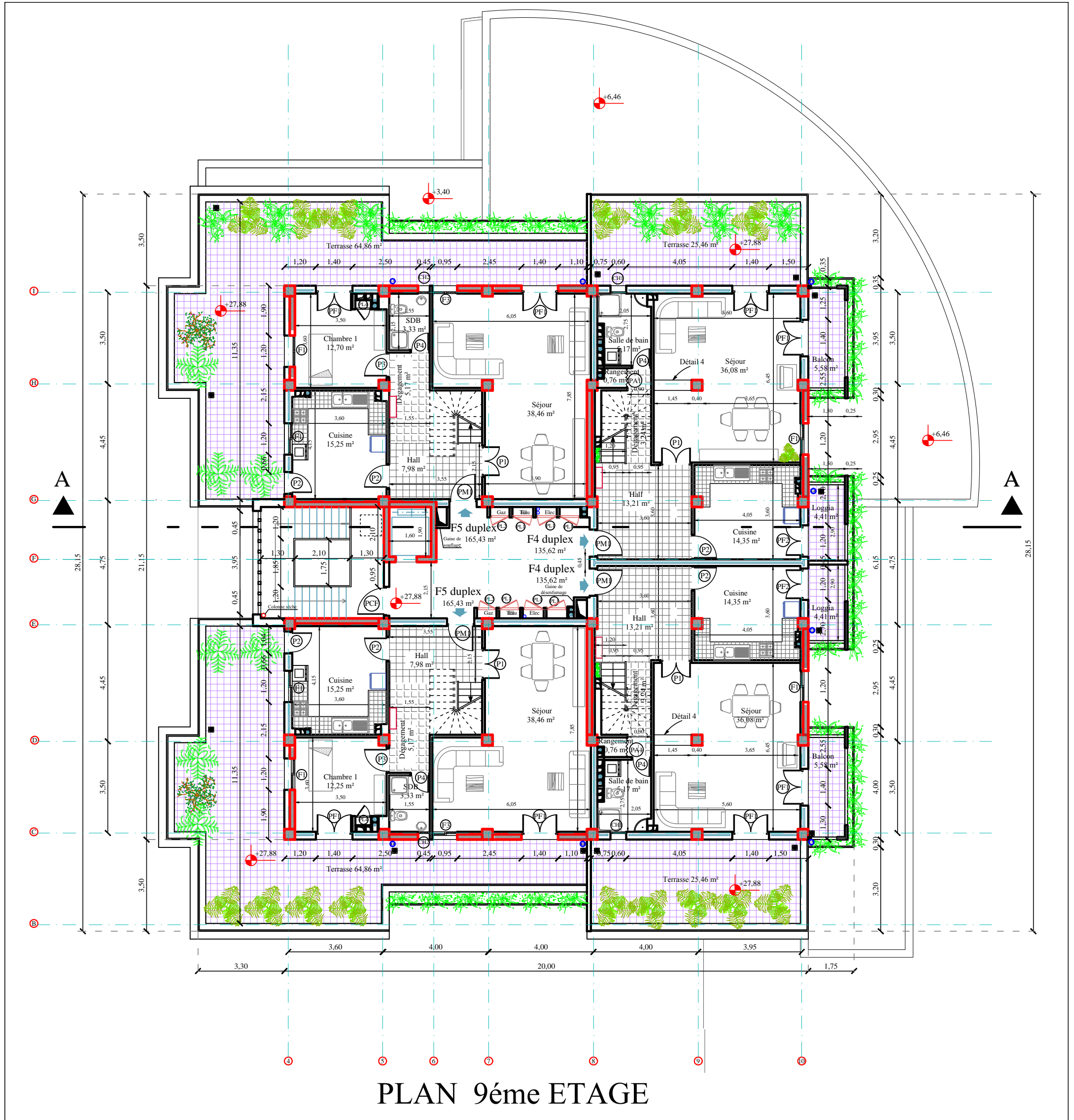




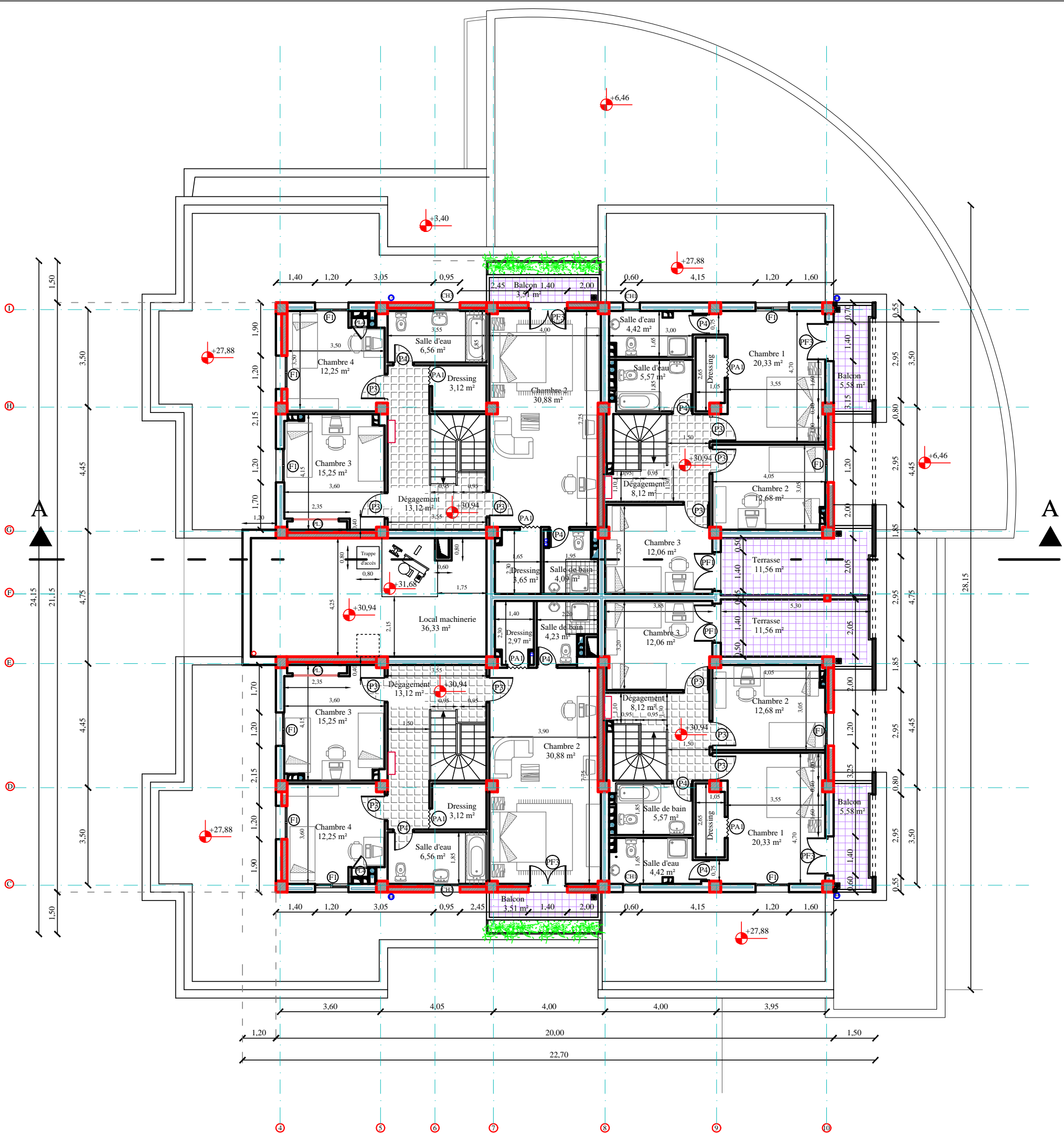
PLAN 2ème ETAGE



PLAN DU 3^{ème} AU 8^{ème} ETAGE



PLAN 9ème ETAGE



PLAN 10ème ETAGE

