



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

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil
Option : structures.

Etude d'un bâtiment en Béton armée (R+8+Sous sol)
à usage (habitation)
contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).

Présenté par:

M^{lle} : BECHKER FERIEL

M^{me} : MEDJANI FADHILA

Encadrées par :

Mme : GUENOUNOU KAHINA

Membres de jury :

M^r : GUECHARI

M^r : LABIOD

Remerciement

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

Nous remercions nos cher parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promotrice **Mme kahina guenounou** de nous avoir guidé ,suivi et accordé un grand intérêt à notre travail et pour la patience dont elle a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'elle nous a transmis.*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

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

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.

A ma 2ème famille : tonton bouzid et tata taous.

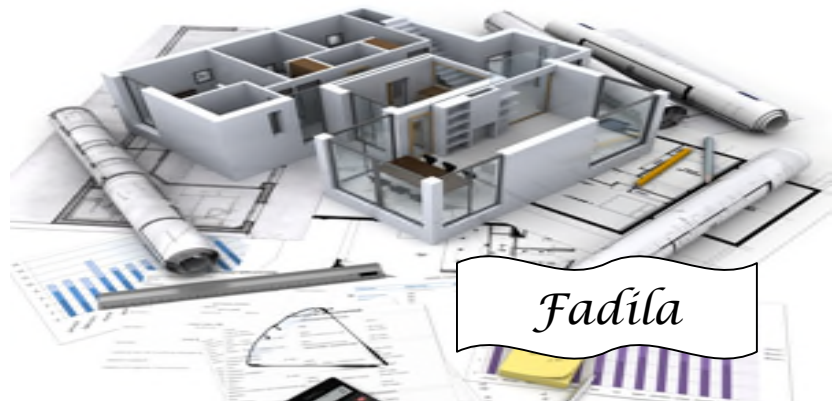
*A mon cher mari **Aimad** et bien sur mes chers sœurs : Assia ,Nassima et Rabiaa.*

A mes chers frères : zoubir et mohend said.

sans oublier mes chers imane et nadjet

A mes amies : rosa, nouara, cylvia, fairouz et rima

A ma binôme (Becker Ferial) et à toute sa famille.



Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes chers parents que j'aime au plus profond de mon cœur qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.

A mes chères sœurs Anais et Lyna ainsi qu'à mon cher frère Ramy

A mon fiancé massinissa qui m'as toujours encouragé et qui m'a supporté durant toute cette période

A toute la famille Bechker et Lamali

A mes beaux parents et à toute la famille mendi en particulier Aksel

A toutes mes cousines cousins tantes oncles et mes amis

A ma binôme (Medjani fadila) et à toute sa famille.



Table de matières

Chapitre 1

Introduction :	1
1.2. Présentation du projet :	1
1.4. Données géotechniques du site :	2
1.5. Description structurale :	2
1.6. Règlementation et normes utilisées:	3
1.7. Caractéristiques des matériaux :	3
7.1 Béton	3
7.1.1. Composition du Béton	3
7.1.2. Résistance caractéristique à la compression	3
7.1.4 Contrainte limite:	4
7.2.1 Caractéristiques mécaniques des aciers:	4
7.2.2 Nuances des aciers utilisés	5
1.8. Conclusion :	5

Chapitre 2 :

Introduction :	5
2.1. Evaluation des charges et des surcharges	5
2.2. Planchers à corps creux	8
2.2.1. Pré-dimensionnement	8
2.2.2. Dispositions des poutrelles	8
2.2.3. Pré-dimensionnement des poutrelles	9
2.2.4. Etude des planchers	9
2.2.4.1. Planchers à corps creux	9
2.2.4.1.1. Etude des poutrelles	9
2.2.4.1.1.1. Charges et surcharges revenant aux poutrelles	10
2.2.4.1.1.2. Choix de la méthode de calcul	10
2.2.4.1.1.3 Calcul des sollicitations	10
2.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux	20
2.3.1.1. Poutres principales	20

Table de matières

2.3.1.2. Poutres secondaires.....	20
2.3.2. Pré dimensionnement des voiles.....	21
2.3.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	22
2.3.3.1. Pré dimensionnement du pot1.....	22
2.3.3.1. Pré dimensionnement du pot2.....	22
2.3.4. Vérifications à faire.....	27
2.3.4.1. Vérifications à la compression simple.....	27
2.3.4.2. Vérifications au flambement.....	28
2.4. Les planchers à dalle pleine.....	30
2.4.1. Définition.....	30
2.4.2. pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines.....	30
2.4.3. Etudes des dalles (D1 à D14).....	31
2.4.4. Etudes de Dalle D15 sur 3 appuis.....	32
2.4.5. Etude de dalle de palier.....	36
2.5. Les escaliers.....	38
2.5.1. Définition.....	38
2.5.2. Pré –dimensionnement des escaliers.....	38
2.5.3. Etude des escaliers.....	40
2.6. Etude de la poutre palière.....	44
2.6. Acrotère.....	47
2.6.1 Définition.....	47
2.6.2. pré-dimensionnement et évaluation de charge.....	47
2.6.3. Calcul de l’acrotère.....	47
2.7. Etude de l’ascenseur.....	52
2.7.1. Définition.....	52
2.7.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l’ascenseur.....	52
2.8. Etude de la poutre de chaînage.....	57

Table de matières

Conclusion :	57
--------------	----

Chapitre 3

3.1.Introduction :	59
3.2.Modélisation :	59
3.3.Méthodes utilisables :	59
3.3.1.1.Calcul de la force sismique V statique	59
3.3.1.1.1.Coefficient d'accélération de la zone :	59
3.3.1.1.2.Coefficient de comportement global de la structure	59
3.3.1.1.3.Facteur d'amplification dynamique moyen :	59
3.3.1.1.4.Calcul de la période fondamentale de la structure :	60
3.3.1.1.5Facteur de qualité:	60
3.3.1.1.6.Poids total de la structure	61
3.3.1.2.Spectre de réponse de calcul	61
3.3.2.Modélisation et résultats :	61
3.3.2.1.Disposition des voiles de contreventement :	62
3.3.2.2.Mode de vibration et taux de participation des masses	62
3.3.3.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :	64
3.3.3.1.Justification de l'interaction (voiles-portiques) :	66
3.3.3.2.Vérification de la résultante des forces sismiques:	66
3.3.3.3.Vérification de l'effort normal réduit :	66
3.3.3.4.Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	67
3.3.3.5.Justification vis à vis de l'effet P-Delta:	67
3.4.Conclusion :	70

Chapitre 4 :

Introduction :	71
4.1. Etude des poutres.....	71
4.1.1. Introduction.....	71
4.1.2. Calcul du ferrailage.....	71
4.1.3. Vérification à l'ELU.....	72
4.1.3.1. Contrainte tangentielle.....	73
4.1.3.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	74
4.1.4. Vérification à l'ELS.....	74

Table de matières

4.1.4.1. Etat limite de compression du béton.....	74
4.1.4.2. Etat limite de déformation.....	74
4.2. Etude des poteaux.....	75
4.2.1. Ferrailage.....	76
4.2.2. Vérification au flambement.....	77
4.2.3. Vérification des contraintes.....	78
4.2.4. Vérification des contraintes de cisaillements.....	79
4.2.5. Schémas de Ferrailages des poteaux.....	80
4.2.6. Vérification de la zone nodale.....	80
4.2.7. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres.....	80
5.4. Etude des voiles.....	83
5.4.1 Définition	83
5.4.2. Exigence du RPA.....	83
5.4.3. Recommandation du RPA99 version 2003.....	83
5.4.4. Ferrailages.....	84
5.4.4.1. Exemple de calcul.....	84
Conclusion :.....	84

Chapitre 5 :

5.1. Introduction.....	92
5.2. Combinaisons de calcul.....	92
5.3. Choix du type de fondation.....	92
5.3.1. Vérification de la semelle isolée.....	92
5.3.2. Vérification de la semelle filante.....	93
5.3.3. Radier général nervuré.....	93
5.3.3.1. Pré dimensionnement.....	94
5.3.3.2. Vérifications nécessaires.....	94

Table de matières

5.4. Ferrailage du radier.....	96
5.5. Etude des nervures	98
5.5.1. Méthode de calcul.....	98
5.5.2. Calcul des sollicitations.....	99
5.5.3. Exemple de calcul.....	99
5.5.4. Ferrailage des nervures.....	101
5.6. Etude de voile périphérique.....	104
5.6.1. Introduction.....	104
5.6.2. Dimensionnement des voiles.....	104
5.6.3. Caractéristiques du sol.....	104
5.6.4. Evaluation des charges et surcharges.....	104
5.6.5. Ferrailage du voile périphérique.....	104
Conclusion :.....	104

Listes des Figures

Chapitre 02

Figure 1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux	8
Figure 2: la disposition des poutrelles	8
Figure 3: Coupe transversale d'une poutrelle	9
Figure 4: schéma de ferrailage de la dalle de compression	20
Figure 5: les différentes dalles sur l'étage 07	30
Figure 6: ferrailage de la dalle D3	37
Figure 7: ferrailage de la dalle D1, D2 et D3.....	37
Figure 8: ferrailage de la dalle D4, D8....et D14	37
Figure 9: ferrailage de la dalle palier	37
Figure 10 : schéma d'escalier en 3D	38
Figure 11 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	43
Figure 12 : Vue en plan d'un escalier droit à deux volées	44
Figure 13: Schéma statique de la poutre palière.....	44
Figure 14: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	46
Figure 15: schéma de l'acrotère	47
Figure 16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	51
Figure 17 : schéma de dalle de machine	54
Figure 18: Schéma de ferrailage de dalle de machine.....	56
Figure 19: Schéma statique de la poutre de chaînage.....	57
Figure 20: Schéma Ferrailage de la poutre de chaînage	58

Chapitre 03 :

Figure 1: Vue en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 16.....	61
Figure 2: Disposition des voiles de contreventement.....	62
Figure 3: Mode 1 (Translation suivant l'axe x-x).....	63
Figure 4: Mode 2 (Translation suivant l'axe y-y)	63

Chapitre 04 :

Figure 1: Zone tendue et courante dans les voiles.....	86
---	----

Figure 2:Schéma de ferrailage de la poutre.....75

Figure 2: Schéma de ferrailage de poteau 79

Figure 2 : Schéma de ferrailage de voile89

Chapitre 05 :

Figure 3:Vu en 3D d'une Semelle isolée.....92

Figure2:Vu en 3D d'une semelle filante.....93

Figure3:schémas de ferrailage du radier.....98.

Figure4:répartition des charges selon sens x-x.....99

Figure5:répartition des charges selon sens y-y.....99

Figure6:schémas de Ferrailage du voile périphérique.....106

Liste des Tableaux

Chapitre 02 :

Tableau 1: Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	5
Tableau 2: Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux.....	5
Tableau 3: Evaluation des charges de plancher courant à corps creux	6
Tableau 4: Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine.....	6
Tableau 5 : Evaluation des charges de balcon	6
Tableau 6 : Evaluation des charges de murs extérieurs.....	7
Tableau 7 : Evaluation des charges de murs intérieurs.....	7
Tableau 8 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles.. ..	10
Tableau 9 : sollicitation maximales à l'ELS et à l'ELU étage courant.....	12
Tableau 10 : Sollicitation maximales à l'ELS et à l'ELU terrasse inaccessible.....	12
Tableau 11: Sollicitation optés pour le ferrailage des poutrelles	12
Tableau 12: calculs et ferrailage des appuis intermédiaires.....	13
Tableau 13: calculs et ferrailage des appuis de rive.....	14
Tableau 14 : résumé de ferrailage.....	14
Tableau 15 : vérifications a l'ELU.....	15
Tableau 16 : Vérification des contraintes en travée	16
Tableau 17 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.....	16
Tableau 18: résumé de tout les vérifications a l'ELS.....	16
Tableau 19: Calcul des moments correspondants	16
Tableau 20: Calcul des contraintes correspondantes	17
Tableau 21: Coefficient μ	18
Tableau 22: Calcul des moments d'inerties fictives.....	18
Tableau 23 : Vérification de la flèche.....	18
Tableau 24 : Schémas de ferrailage.....	19
Tableau 25 : pré-dimensionnement des voiles	21
Tableau 26: les sections adoptés des poteaux	21
Tableau 27: la descente de la charge d'exploitation.....	23
Tableau 28: La descente de la charge du pot1.....	23
Tableau 29: la descente de la charge du pot2.....	25
Tableau 30: Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.....	27
Tableau 31 : Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.....	29

Tableau 32 : Epaisseurs de différentes dalles.....	30
Tableau 33 : Calcul des sollicitations maximales.....	31
Tableau 34 : ferrailage de dalle sur 3 appuis.....	33
Tableau 35 : Caractéristiques des escaliers.....	39
Tableau 36 : évaluation des charges des paliers d'escaliers.....	39
Tableau 37 : Volée 1 sous sol.....	40
Tableau 38 : Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	44
Tableau 39 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	46
Tableau 40 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	47
Tableau 41 : Les sollicitations du calcul de l'acrotère.....	48
Tableau 42 : ferrailage de dalle de l'ascenseur.....	53
Tableau 43 : vérification des contraintes dalle de l'ascenseur.....	53
Tableau 44 : ferrailage de la dalle de machine.....	55
Tableau 45 : vérification des contraintes de dalle de machine.....	56
Tableau 46 : ferrailage de la poutre de chaînage.....	57
Tableau 47 : vérification des contraintes de poutre de chaînage	58

Chapitre 03 :

Tableau 1 : Valeurs des pénalités.....	60
Tableau 2 : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	62
Tableau 3 : l'interaction sous charges vertical.....	64
Tableau 4 : L'interaction sous charges horizontal	65
Tableau 5 : Vérification de la résultante des forces sismiques a la base.....	66
Tableau 6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	66
Tableau 7 : Vérification de l'effort normal réduit après l'augmentation de section.....	67
Tableau 8 : Vérification des déplacements relatifs selon X-X	67
Tableau 9 : Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.....	68
Tableau 10 : Vérification de l'effet P-Delta X-X.....	69
Tableau 11 : Vérification de l'effet P-Delta Y-Y.....	69

Chapitre 4 :

Tableau 4.1. Ferrailage des poutres à chaque niveau	72
Tableau 4.2 Vérification de la contrainte tangentielle	73
Tableau 4.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	73
Tableau 4.4 Vérification de l'état limite de compression.....	74
Tableau 4.5 Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.....	76
Tableau 4.6 ferrailage transversales des poteaux.....	77
Tableau 4.7 Vérification du flambement des poteaux.....	77
Tableau 4.8 Vérification des contraintes dans les poteaux.....	78
Tableau 4.9 Vérification des contraintes de cisaillements.....	79
Tableau 5.0 Moment résistant dans les poteaux.....	81
Tableau 5.1 Moment résistant dans les poutres.....	81
Tableau 5.2 Vérification des zones nodales (poutres principales).....	81
Tableau 5.3 Vérifications des zones nodales (poutres secondaires).....	82
Tableau 5.4: Sollicitations dans le voile du RDC $V_{y2.7}$	83
Tableau 5.5: Ferrailage du voile $V_{y2.7}$	83
Tableau 5.6: Ferrailage du voile $V_{y1.5}$	88
Tableau 5.7: Ferrailage du voile $V_{y1.95}$	88
Tableau 5.8: Ferrailage du voile $V_{y3.29}$	89
Tableau 5.9: Ferrailage du voile $V_{x1.5}$	90
Tableau 6.0: Ferrailage du voile V_{x2}	90

Chapitre 5 :

Tableau 1: Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes..	93
Tableau 2: ferrailage de radier.....	97
Tableau 3: Vérification des contraintes à l'ELS.....	97
Tableau 4: Calcul des armatures à l'ELS.....	98
Tableau 5: Les chargements sur les travées sens X-X.....	100
Tableau 6: Les chargements sur les travées sens Y-Y.....	100
Tableau 7: Les sollicitations à l'ELU sens X-X.....	100
Tableau 8: Les sollicitations à l'ELS sens X-X.....	100
Tableau 9: Les sollicitations à l'ELU sens Y-Y.....	101
Tableau 10: Les sollicitations à l'ELS sens Y-Y.....	101
Tableau 11: Calcul des ferrailages.....	102
Tableau 12: Vérification des contraintes à l'ELS.....	102

Tableau 13: Le calcul des armatures à l'ELS.....	102
Tableau 14: Schémas de ferrailage.....	103
Tableau 15: Le calcul de ferrailage.....	105
Tableau 16: Vérification des contraintes à l'ELS.....	106
Tableau 17: Calcul des armatures à l'ELS.....	107

Symboles et Notations

E :Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G :Charges permanentes.

Q :Action variables quelconque.

S :Action dues à la neige.

W :Action dues au vent.

A_s :Aire d'un acier.

B :Aire d'une section de béton.

E :Module d'élasticité longitudinal.

E_b :Module de déformation longitudinale du béton.

E_i :Module de déformation instantanée.

E_{fl} :Module de déformation sous fluage.

E_s :Module d'élasticité de l'acier.

E_v :Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F :Force ou action en général.

I :Moment d'inertie.

L :Longueur ou portée.

M :Moment en général.

M_g :Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q :Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

M_t : Moment en travée.

M₀ : 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.

a :Une dimension (en générale longitudinal).

b :Une dimension (largeur d'une section).

b₀ :Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d: Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e: Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

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_{tadm} : la flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge « j » jours.

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours.

f_{c28} et **f_{t28}**: Grandeurs précédentes avec j=28j.

g: Densité des charges permanentes.

h: Hauteur totale d'une section.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q: Charge variable.

S_t: Espacement des armatures transversales.

X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

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

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

Ht : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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 : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

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

l' : Longueur fictive.

$L'g$ et $l'd$: Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n : Nombre de marches sur la volée.

R : Coefficient de comportement global.

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.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

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).

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.

Introduction Générale

L'étude des structures est un domaine de l'ingénierie et plus particulièrement du génie civil, qui traite la stabilité de la structure (conception et l'analyse des structures).

Une structure est soumise à différentes actions, permanentes ou variable dans le temps, statiques ou dynamiques, de nature mécanique ou thermique, et sa conception vise à satisfaire certaines critères vis-à-vis de ces actions :

- **Sécurité :** sa résistance, son équilibre et sa stabilité doivent être assurés.
- **Performance :** fonctionnement et confort doivent être garantis pour une durée suffisante.
- **Durabilité :** la dégradation de la structure dans le temps doit être limitée et maîtrisée pour satisfaire les deux premiers critères.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec entre sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de Déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de L'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de 5 chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux Utilisés (béton et acier) et un pré dimensionnement et études des éléments secondaire a ensuite été fait au deuxième chapitre Au troisième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel ETABS 2016 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. au quatrième chapitre on a dimensionné les éléments principaux. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

1.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur les règlements et les méthodes connues (CBA 93, RPA99 version 2003, BAEL, DTR) .

1.2. Présentation du projet :

L'ouvrage faisant objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment (R+8+ sous sol) à usage d'habitation, ce projet est un ouvrage courant implanté à **AKBOU** wilaya de **BEJAIA** classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003 (Article 3.2) comme zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) , ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B. sa hauteur est inférieure à 48 mètres.

- Hauteur totale du bâtiment : 26.01 m
- Hauteur du sous sol : 3.23m
- Hauteur du RDC : 2,89m
- Hauteur d'étage courant : 2.89m
- Largeur du bâtiment : 13.05 m
- Longueur du bâtiment : 20.95m

1.3. Données géotechniques du site :

Le terrain réservé pour la réalisation de cette promotion immobilière à AKBOU est dominé par des argilo-marneuses sur les cinq premiers mètres environ et passe en profondeur à une formation marneuse grisâtre à inclusion calcaire.

D'après le rapport de sol (bloc D) :

- on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera 2 bars .
- Les caractéristiques mécaniques jusqu'à 6m de profondeur $C=0.82$ bars, $\varphi = 10.02^\circ$.

1.4. Description structurale :

La structure est constituée de différents éléments structuraux (les planchers, l'acrotère, les escaliers, les balcons, ..)

a. Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement

b. L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse

c. Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé, permettant le passage d'un niveau à un autre

d. L'ascenseur Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé

e. Les poutres sont des éléments horizontaux, qui sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

f. Les poteaux sont des éléments verticaux qui permettent de reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

g. L'infrastructure sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements.
- réaliser l'encastrement de la structure à la base.

Les balcons sont des éléments horizontaux qui seront réalisés en dalle pleine.

Les éléments non structuraux :

a. La maçonnerie :

- Murs extérieurs : les façades sont en double cloison de briques creuses D'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.
- Murs intérieurs : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur
 - b. Revêtements : le revêtement est constitué par :
 - Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et les cuisines qui sont revêtus par un mortier de ciment.
 - Enduit extérieur : c'est un mortier de ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs.
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - Céramique pour les sanitaires, les cuisines.
- c. La toiture : c'est l'élément qui couvre le dernier étage, qui est dans notre cas un comble, fait par des tuiles mécaniques.

1.5. Règlements et normes utilisés:

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4]
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

1.6. Caractéristiques des matériaux :

1.6.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350Kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

1.6.1.1. Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).
Il est influencé par les grandeurs suivantes :
 - Le malaxage (type et la durée).
 - Le transport (type et le temps écoulé).
 - La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
 - Le Cure du béton.

1.6.1.2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : [4] (Art, A.2.1.1.1).

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Lorsque : $j \geq 60$ On utilise la relation : $\begin{cases} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25\text{MPa} \end{cases}$

1.6.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad [4] \text{ (Article A.1.2.1.2).}$$

1.6.1.4. Contrainte limite:

- Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Avec : $\gamma_b = \begin{cases} 1.15 \text{ situation accidentelle .} \\ 1.5 \text{ situation durable} \end{cases}$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 : \text{lorsque } T > 24h \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1h \end{cases}$$

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$

- Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{adm} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \rightarrow \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\sigma_{adm} = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \rightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc :

$$\sigma_{adm} = 3,33 \text{ Mpa} \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ Mpa} \text{ fissuration préjudiciable.}$$

- Etat limite de service :

La contrainte de compression (σ_{bc}) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MP}$$

1.6.2 Acier :

Le matériau acier est un alliage de Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

1.6.2.1 Caractéristiques mécaniques des aciers:

- A E.L.U :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

Avec:

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \varepsilon_s: \text{Allongement relatif.}$$

$$\text{Pour le cas de ce projet } \gamma_s = \begin{cases} 1.5 \dots \dots \dots \text{pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 348\text{MPa} \dots \dots \text{Pour une situation courante} \\ 400\text{MPa} \dots \dots \text{Pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ A.E.L.S :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{\bar{s}t} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{\bar{s}t} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

1.6.2.2 Nuances des aciers utilisés

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

1.7. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des Règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

2.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers corps, plancher dalle plein, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la règlementation .

2.2. Evaluation des charges et des surcharges :

➤ **Plancher terrasse inaccessible à corps creux :**

Tableau 2.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	0.25	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanent G				6.28
Charge d'exploitation				1

➤ **Plancher terrasse accessible à corps creux :**

Tableau 2.2. Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanent G				6.31
Charge d'exploitationQ				1.5

➤ **Plancher courant à corps creux :**

Tableau 2.3. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	0.1	10	1.00
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

Charge permanent G	5.16
Charge d'exploitationQ	1.5

➤ **Plancher courant en dalle pleine :**

Tableau 2.4. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	0.1	10	1
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
	Charge permanent G			5.81
	Charge d'exploitationQ			1.5

➤ **Balcon :**

Tableau 2.5. Evaluation des charges de balcon

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
	Charge permanent G			5.93
	Charge d'exploitationQ			3.5

➤ **Murs extérieurs :**

Tableau 2.6. Evaluation des charges de murs extérieurs

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	20	0.3
2	Brique creuse de 15cm	0.15	9	1.35
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.1	9	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.015	10	0.15
	Charge permanent G			2.7

➤ **Murs intérieurs:****Tableau 2.7.** Evaluation des charges de murs intérieurs .

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit plâtre intérieure	0.015	10	0.15
2	Brique creuse de 10cm	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre intérieure	0.015	10	0.15
Charge permanent G				1.2

2.3. Planchers à corps creux :

2.3.1. Pré-dimensionnement :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. Dans le dimensionnement de ce type de plancher, On va déterminer la hauteur du Corps creux et de la dalle de compression.

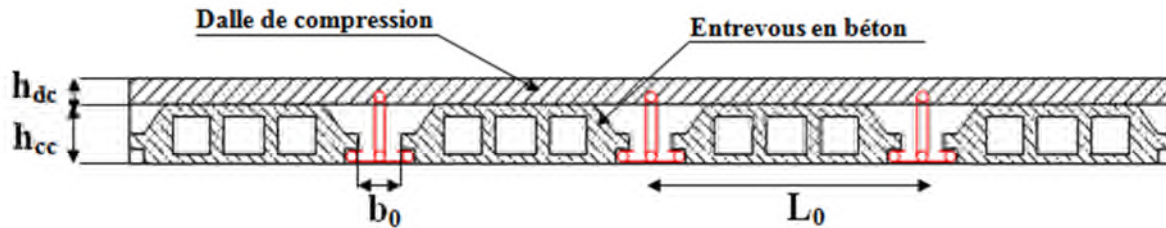


Figure 2.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- b_0 : largeur de la nervure.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles qui est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)}$$

L_{max} : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{410}{22.5} \text{ donc } h \geq 18.22 \text{ cm}$$

On prend 20 cm soit :

- Hauteur de dalle de compression $h_{dc} = 4\text{cm}$.
- Hauteur de corps creux $h_{cc} = 16\text{ cm}$.

2.3.2. Dispositions des poutrelles :

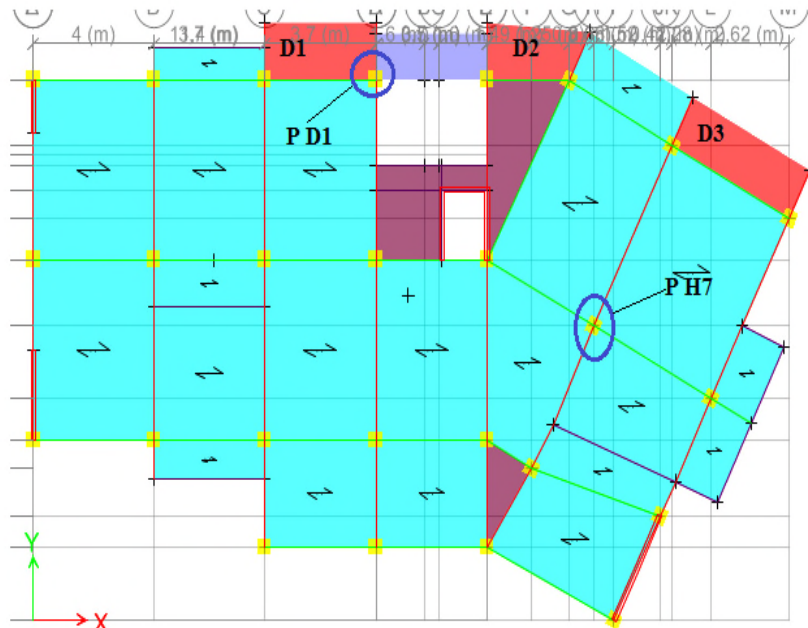


Figure 02.2. Schémas de la disposition des poutrelles

2.3.3. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T, selon le **CBA 93(Art 4.1.3)**, on détermine la largeur de la table de compression à partir de la formule suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots (\text{CBA .Art 4.1.3})$$

- b : largeur de la table de compression
- b₀ : largeur de la nervure
- L_x : distance entre nœuds de deux poutrelles successive
- L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles

Donc on a ce qui suit :

$$h=20\text{cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y^{\min} = 370 - 40 = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{330}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 33)$$

$$\Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

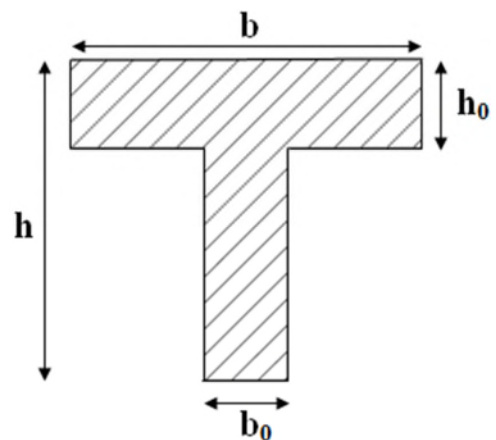


Fig2-2-2. Coupe transversale d'une poutrelle.

2.3.4. Etude des planchers :

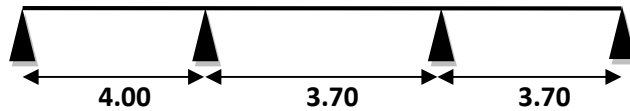
2.3.4.1. Planchers à corps creux :

2.3.4.1.1. Etude des poutrelles :

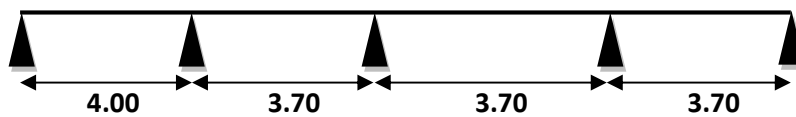
Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en Té en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

➤ Les différents types de poutrelles :

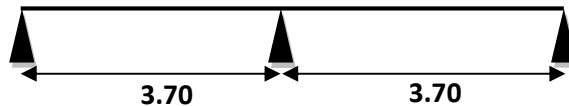
TYPE 1 :



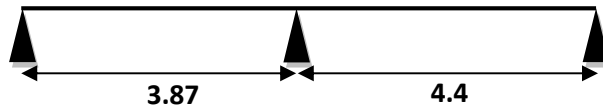
TYPE2 :



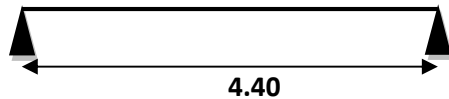
TYPE3 :



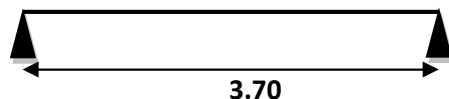
TYPE4 :



TYPE5 :



TYPE6 :



2.3.4.1.1.1. Charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Tableau 2.8 Charges et surcharges revenant aux poutrelles.

	G(KN)	Q(KN /m ²)	ELU		ELS	
			Pu(KN/m)	qu(KN/m)	Ps(KN/m)	qs(KN/m)
Terrasse inaccessible	6.28	1	9.98	6.48	7.25	4.71
Etage courant	5.16	1.5	9.21	5.98	6.66	4.32

2.3.4.1.1.2. Choix de la méthode de calcul :

➤ méthode de calcul pour chaque type de poutrelles :

Type de poutrelles	Méthode utilisé	justification
Type 1, 2,3 ,4 ,6	Méthode forfaitaire	Toutes les conditions sont satisfaites
Type 5,7	Méthode de la RDM	Poutre isostatique

2.3.4.1.1.3 Calcul des sollicitations :

Exemple d’application de la méthode forfaitaire :

➤ pour étage courant :

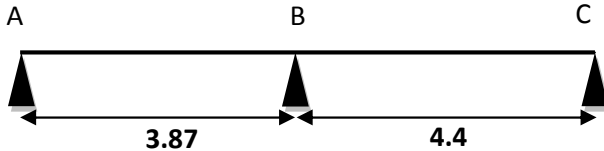


Schéma statique de la poutrelle type 4

• **Moment aux appuis :**

a) Appuis de rive :

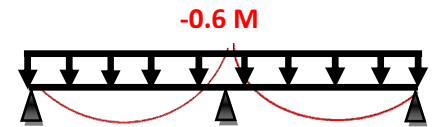
Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis $M_A = M_C = -0.15M_0$ avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$$M_A = M_C = -0.15M_0 \begin{cases} M_A^u = M_C^u = -2.17KN.m \\ M_A^s = M_C^s = -1.57 KN.m \end{cases}$$

b) Appuis intermédiaires :

➤ **Moment en appui B :**

$$M_B = -0.6M_0 \begin{cases} M_B^u = -8.68KN.m \\ M_B^s = -6.27KN.m \end{cases}$$



• **Moment en travée :**

➤ (1) $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$

➤ (2) : $\begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{5.16+1.5} = 0.225$

$\begin{cases} 1.2 + 0.3\alpha = 1.268 \\ 1 + 0.3\alpha = 1.067 \end{cases}$

➤ **Travée AB :**

$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.067) M_0^{AB}$

$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq 1.067 M_0^{AB}$

$M_t^{AB} \geq 1.067 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{BC} \dots\dots\dots(1)$

$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.634 M_0^{AB} \dots\dots (2)$

On prend (1) donc : $\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 7.6 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 5.49 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.067) M_0^{BC}$$

$$\begin{cases} M_t^{BC} + \frac{M_B}{2} \geq 1.067 M_0^{BC} \dots\dots\dots(1) \\ M_t^{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.634 M_0^{BC} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

On prend (1) donc : $\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 11.09 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 8.01 \text{ KN.m} \end{cases}$

Evaluation des efforts tranchants :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort Tranchant isostatique, sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

10% ⇒ s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

15% ⇒ s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

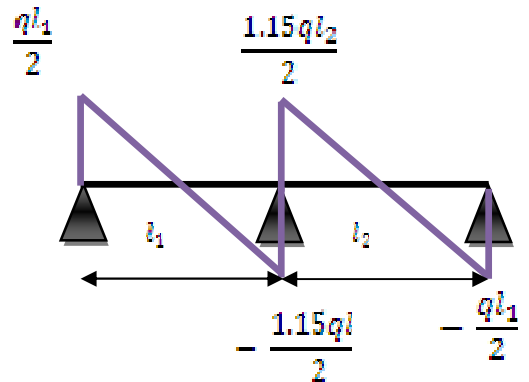
➤ Travée AB :

$$\begin{cases} V_a = \frac{qul_1}{2} = 11.57 \text{ KN} \\ V_b = -1.15 \frac{qul_1}{2} = -13.31 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée BC:

$$V_b = 1.15 \frac{qul_2}{2} = 15.13 \text{ KN}$$

$$V_c = - \frac{qul_2}{2} = -13.15 \text{ KN}$$



• **Ferraillage des poutrelles :**

Les différentes sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU sont résumées ci-dessus :

Étage courant :

Tableau 2.9. sollicitation maximales à l'ELS et à l'ELU étage courant.

Types	Les sollicitations max à l'ELU				Les sollicitations max à l'ELS		
	Ma rive	Ma inter	Mt (KN)	Vu(KN)	Ma rive	Ma inter	Mt
T1	-1.79	-5.98	9.77	-13.156	-1.29	-4.32	7.06
T2	-1.79	-5.98	9.77	-13.156	-1.29	-4.32	7.06
T3	-1.53	-6.132	7.84	12.72	-1.107	-4.43	5.67
T4	-2.17	-8.68	11.09	15.13	-1.57	-6.27	8.01
T5	-2.17	/	14.47	13.15	-1.56	/	10.45
T6	-1.53	/	10.23	11.06	-1.11	/	7.39

• **Terrasse inaccessible :**

Tableau 2.10 sollicitation maximales à l'ELS et à l'ELU terrasse inaccessible.

Types	Les sollicitations max à l'ELU				Les sollicitations max à l'ELS		
	Ma rive	Ma inter	Mt (KN)	Vu(KN)	Ma rive	Ma inter	Mt
T1	-1.94	-6.48	10.37	-14.26	-1.41	-4.71	7.54
T2	-1.94	-6.48	10.37	-14.26	-1.41	-4.71	7.54
T4	-2.35	-9.41	11.76	16.39	-1.71	-6.83	8.54
T5	-2.35	/	15.68	14.26	-1.71	/	11.39

Les sollicitations optés pour le ferrailage des poutrelles :

Tableau 2.11. sollicitation optés pour le ferrailage des poutrelles .

Types	Les sollicitations max à l'ELU				Les sollicitations max à l'ELS		
	Ma rive	Ma inter	Mt (KN)	Vu(KN)	Ma rive	Ma inter	Mt
Etage courant	-2.17	-8.68	11.09	15.13	-1.57	-6.27	8.01
Toiture	-2.35	-9.41	11.76	16.39	-1.71	-6.83	8.54

➤ **Exemple de calcul :**

Données : Mt=11.09KN.m Ma inter=-8.68KN.m Ma rive=-2.17KN.m V=15.13KN
 b=65cm, b0=10cm, h=20cm, h0=4cm, Fe=400MPa, fc28=25MPa, d=18cm

• **Ferrailage des travées:**

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

✓ M_u : Moment sollicitant de calcul = 11.09KN.m

✓ $M_{Tu} = 14.2 * 0.65 * 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 MN.m$

$\Rightarrow M_u = 0.01109 MN.m < M_{Tu} = 0.059 MN.m$

Donc, calcul d'une section rectangulaire ($b * h_t$)

• $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.09 * 10^{-3}}{14.2 * 0.65 * 0.18^2} = 0.037 < 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$.

• $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4 \alpha_l)$, $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_l}$, $\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$.

Acier FeE400 $\Rightarrow \epsilon_l = 1.74 * 10^{-3}$, $\alpha_l = 0.673$, $\mu_l = 0.393$.

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.037 < \mu_l = 0.393 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armature comprimée

Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z * f_{st}}$

✓ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$.

✓ $z = d(1 - 0.4 \alpha)$.

✓ $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.037)})$

✓ $\alpha = 0.047 \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 * 0.047)$

$\Leftrightarrow z = 0.176 m$

A.N: $A_T = \frac{11.09 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.81 \times 10^{-4} \text{ m}^2$.

- Vérification de condition de non fragilité :

$$A_l^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_l^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 1.81 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 3 \text{ HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Tableau 2.12.calculs et ferraillage des appuis intermédiaires.

Calculs	Conclusions
$M_u = - 8.68 \text{ KN.m} < 0$	$M_u < 0$ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.188 > 0.186$ (<i>pivot B</i>), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	$A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.188 < \mu_l = 0.392$	
$\alpha = 0.262$	$A_{inter} = 1.55 \text{ cm}^2$.
$Z = 0.161 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 1.55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$ Choix : 2 HA12 = 2.26 cm²

➤ **Ferraillage des appuis de rive :**

Tableau 2.13.calculs et ferraillage des appuis de rive.

Calculs	Conclusions
$M_u = - 2.17 \text{ KN.m} < 0$	• $M_u < 0$ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.047 < 0.186$ (<i>pivot A</i>), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	• $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_l = 0.392$	
$\alpha = 0.060$	$A_{rive} = 0.36 \text{ cm}^2$.
$Z = 0.175 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{rive} = 0.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$ on choisit : 1HA 12 = 1.13 cm²

Tableau 2.14.résumé de ferraillage.

Position	Nature	M	μ_{bu}	α	Z	A	A_{min}	Aado
Etage courant	Travée	11.09	0.037	0.047	0.176	1.81	1.41	3HA10
	Intermédiaire	8.68	0.188	0.262	0.161	1.55	0.21	2 HA12
	Appuis	2.17	0.047	0.060	0.175	0.36	0.21	1HA 12
Terrasse inaccessible	Travée	11.76	0.039	0.049	0.176	1.92	1.41	3HA10
	Intermédiaire	9.41	0.204	0.288	0.159	1.70	0.21	2 HA12

	Appuis	2.35	0.051	0.065	0.175	0.38	0.21	1HA 12
--	--------	------	-------	-------	-------	------	------	--------

✓ **Vérifications :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.33 MPa}$$

A.N:

$$\tau_u = \frac{15.13 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.84 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

y'a pas risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification de l'espacement (St) :**

On fixe $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} 1 - S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}]. \\ 2 - S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ 3 - S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{cases}$$

$$1 \Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \quad 2 \Leftrightarrow S_t \leq 101 \text{ cm} .$$

$$3 \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 MPa. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 153.9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \text{ Alors, on prend } \boxed{S_t = 15 \text{ cm}} .$$

✓ **Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

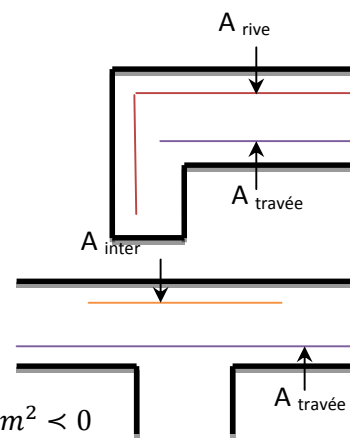
• **Appuis de rive :**

$$\left. \begin{aligned} A_l &\geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max} \\ A_l &= A_{travée} + A_{rive} = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2. \\ A_l &= 3.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 15.13 * 10^{-3} = 0.43 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$\begin{aligned} A_l &\geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right) \\ A_l &= A_{travée} + A_{inter} = 2.36 + 2.26 = 4.62 \text{ cm}^2. \\ A_l &= 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(15.13 * 10^{-3} + \frac{(-8.68 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = -1.105 \text{ cm}^2 < 0 \end{aligned}$$

Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.



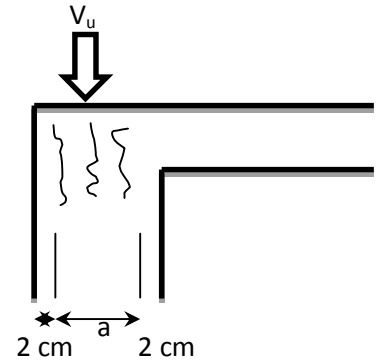
✓ Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

A.N : $a = \min[16.2 \text{ cm}, 36 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}$.

$V_u = 15.13 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$ vérifiée



✓ Vérification de la jonction Table – Nervure

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}.$$

$\tau_u^1 = 0.987 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ vérifiée

Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

Tableau 2.15 les vérifications a l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Armature longitudinale $A_l^{min} \geq$		Bielle	Jonction
		$\frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d})$		
Etage courant	0.84 < 3.33	3.15 > 0.43	Al > -1.105	15.13 < 108.13	0.987 < 3.33
Terrasse inaccessible	0.91 < 3.33	3.15 > 0.47	Al > -1.198	16.39 < 108.13	1.07 < 3.33

Vérification à l'ELS :

$$FPN \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ y : position de l'axe neutre.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

• En travée :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{65 * 4^2}{2} - 15 * 2.36 * (18 - 4) = 24.4 \text{ cm}$$

✓ $H > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section rectangulaire

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2.$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15(A + A') y = 0, \text{ on aura "y"}$$

Tableau 2.16 Vérification des contraintes en travée.

Calculs	Vérifications
$y = 3.91 \text{ cm}$	$\sigma_b = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifiée
$I = 8323,05 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 3,76 \text{ MPa}$	

• Aux appuis intermédiaires :

Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = -394.6 \text{ cm}$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau 2.17 Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.

Calculs	Vérifications
$y = 8.16 \text{ cm}$	$\sigma_b = 10.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 5093.51 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 10.04 \text{ MPa}$	
	vériifiée

✓ **Vérification dans tous les niveaux :**

Tableau2.18 résumé de toutes les vérifications a l'ELS .

Niveaux	Endroit	Ms	As	Y	I	contrainte	observation
Etage	Travée	8.01	2.36	3.91	8323.05	3.76<15	vériifiée
Courant	Appuis	6.27	2.26	8.16	5093.51	10.04<15	vériifiée
Terrasse	Travée	8.54	2.36	3.91	8323.05	4.01<15	vériifiée
inaccessible	appuis	6.83	2.26	8.16	5093.51	10.94<15	vériifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes vérifiées donc, n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\begin{cases} 1 - h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{10 * M_0} \\ 2 - A_{travée} \leq \frac{3.6 * b_0 * d}{f_e} \\ 3 - l \leq 8 \text{ m.} \end{cases}$$

- $1 - h_t = 20 \text{ cm} < \frac{11.9 * 10^{-3} * 4.40}{10 * 8.68 * 10^{-3}} = 60.32 \text{ cm.}$
- $2 - A_{travée} = 2.36 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 * 0.1 * 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2.$
- $3 - l = 4.40 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Les Conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, Donc il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5 \text{ m.} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5 \text{ m.} \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.16 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.16 + 1.5 = 6.66 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 * 2.85 = 1.85 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 * 5.16 = 3.35 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 * 6.66 = 4.33 \text{ KN/ml.}$$

Evaluation des moments :

Tableau2.19 Calcul des moments correspondants.

Moment correspondant à q_j	$\left(\frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 4.47 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$\left(\frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 8.107 \text{ KN.m}$

Moment correspondant à q_p	$\left(\frac{q_p * l^2}{8}\right)$	$M_p = 10.48 \text{ KN.m}$
--	------------------------------------	----------------------------

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(260 * 2) + (160 * 12) + (35.4 * 18)}{(260 + 160 + 35.4)}$$

$$y_G = 6.75 \text{ cm} = 0.0675 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{65 (6.75)^3}{3} + 10 \frac{(20 - 6.75)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.75 - 4)^3}{3} + 15[2.36 \times (18 - 6.75)^2]$$

$$I_0 = 18516.56 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Tableau 2.20 Calcul des contraintes correspondantes.

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 113.5 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 205.86 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 266.12 \text{ MPa}$
$y = 0.0391 \text{ m}$ Position de l'axe neutre		

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \end{array} \right.$$

Tableau 2.21 Coefficient μ .

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.0131$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.543$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.714$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.771$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b) \rho} \text{ (instantanée)} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i \text{ (différée)} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 3.25 \\ \lambda_v = 1.3 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Tableau 2.22. Calcul des moments d'inerties fictives.

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 7367.11 \text{ cm}^4$
--	---	---------------------------------

I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 6134.08 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 10563.33 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 5809.94 \text{ cm}^4$

➤ Modules de déformation longitudinale du béton :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86 = 32456.58 \text{ MPa}$$

Tableau 2.23 Vérification de la flèche.

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	0.0130 m
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$3.619 * 10^{-3} \text{ m}$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	0.011 m
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$7.88 * 10^{-3} \text{ m}$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	13.201 mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	8.8 mm

Commentaire : La condition de la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la section d'acier.

Les résultats obtenus après augmentation de section d'armature, sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	Yg (cm)	$\Delta_{ft} \text{ (mm)}$	$f_{adm} \text{ (mm)}$	Obs
Les étages	3HA14 = 4.62	23785.86	7.81	8.054	8.8	Vérifiée

Schémas de ferrailage des poutrelles :

Plancher	Tableau 2.24 Schémas de ferrailage.		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaires	En travée
Tous Les étages			

✓ **Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3) :**

➤ Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ b = 65 cm ≤ 80 cm, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e}$$

✓ $b = 65 \text{ cm}$.

✓ $f_e = 400 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

✓ A.N :

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle (∥) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N:

$$A_{\parallel} = \frac{0.65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

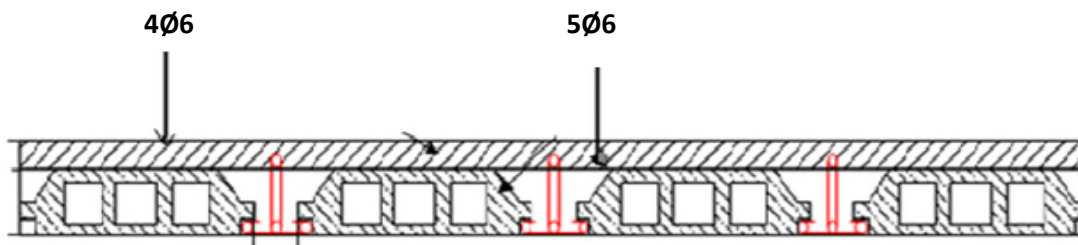


Figure 2.3 schéma de ferrailage de la dalle de compression

2.4. Pré-dimensionnement des éléments principaux:

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

2.4.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement consiste à déterminer la hauteur et la largeur des poutres tout en respectant les règles du **RPA** ; en utilisant la formule suivante :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \quad \text{Avec } L_{max} : \text{la portée max}$$

2.4.1.1. Poutres principales :

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaire aux poutrelles.

$$L_{\max} = 575 - 40 = 535 \text{ cm}$$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \quad 35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53.5 \text{ cm on prend } h=45\text{cm et } b=30\text{cm}$$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

2.4.1.2. Poutres secondaires :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

$$L_{\max} = 440 - 40 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \quad 26.67 \leq h \leq 40$$

On prend $b=30\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

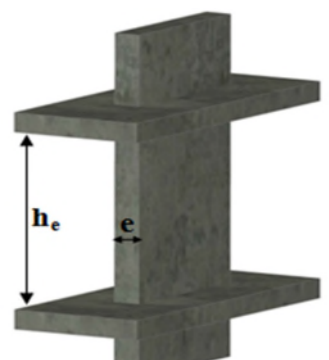
2.4.2. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /version 2003 pour déterminer son épaisseur

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{h_e}{20}. \quad h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ L \geq 4 e. \end{array} \right.$$

On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, on aura :

Tableau2-3-1.pre-dimensionnement des voiles .



Nature d'étage	he (m)	$e \geq \frac{he}{20}$
Sous sol	323-40=283	$e \geq 14,15$
RDC	289-40=249	$e \geq 12,45$
Du 1 ^{er} au 8eme	289-40=249	$e \geq 12,45$

Au final on prend : e=15cm

2.4.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99.

Les sections des poteaux adoptées préalablement et leurs poids propre :

Tableau2-3-2.les sections adoptés des poteaux .

Niveau	Dimension (bxh)	Poids propre G (KN)
SOUS SOL	45X45	16.35
RDC	45X45	14.63
ETAGE 1	40X45	13.01
ETAGE 2	40X45	13.01
ETAGE 3	40X40	11.56
ETAGE 4	40X40	11.56
ETAGE 5	35X40	10.11
ETAGE 6	35X40	10.11
ETAGE 7	35X35	8.85
ETAGE 8	35X35	8.85

Avec $G=b \times h \times he \times \gamma_b$ et $he=3,23m$ pour le sous sol $he=2,89m$ pour le RDC et les étages

Le poteau qu'on va étudier c'est celui qui recevra un effort de compression max

2.3.3.1. Pré dimensionnement du pot1 :

- surface afférente :

✓ **Terrasse inaccessible :**

$L_{pp}=4.725m$ $G_{pp}=4.725 \times 25 \times 0.45 \times 0.3=15.94KN$

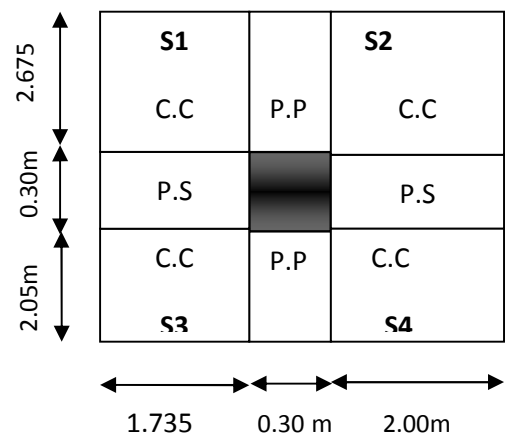
$L_{ps}=3.735m$ $G_{ps}=3.735 \times 25 \times 0.4 \times 0.3=11.205KN$

$G_{surface\ afférente}=S1+S2+S3+S4=17.64m^2$

$G_{terrasse}=17.64 \times 6.28=110.77KN$

$Q_{terrasse}=17.64 \times 1=17.64KN$

✓ **De l'étage 8 jusqu'au 1^{er}**



$L_{pp}=4.725m$ $G_{pp}=4.725 \times 25 \times 0.45 \times 0.3=15.94KN$

$L_{ps}=3.735m$ $G_{ps}=3.735 \times 25 \times 0.4 \times 0.3=11.205KN$

$G_{surface\ afferent}=S1+S2+S3+S4=17.64m^2$

$G_{terrasse}=17.64 \times 5.16=91.02KN$

$Q_{terrasse}=17.64 \times 1.5=26.46KN$

✓ **DU RDC :**

$L_{pp}=4.725m$ $G_{pp}=4.725 \times 25 \times 0.45 \times 0.3=15.94KN$

$L_{ps}=3.735m$ $G_{ps}=3.735 \times 25 \times 0.4 \times 0.3=11.205KN$

$G_{surface\ afferent}=S1+S2+S3+S4=14.09m^2$

$G_{terrasse}=14.09 \times 5.16=72.7KN$

$Q_{terrasse}=14.09 \times 1.5=21.14KN$

• Pour le calcul de la charge d'exploitation, on utilisera la loi de dégression, qui est définie comme suit :

- ✓ Sous la terrasse Q_0 .
- ✓ 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 $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) + (Q_1+Q_2+Q_3)$

Résultat de la descente de la charge d'exploitation :

Tableau2.24. la descente de la charge d'exploitation.

Niveau	Dégression	Qcumulée(KN)
Sous terrasse inaccessible	Q_0	17.64
Sous le 8eme	Q_0+Q_1	44.1
Sous le 7eme	$Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$	67.91
Sous le 6eme	$Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$	89.082
Sous le 5eme	$Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$	107.604
Sous le 4eme	$Q_0+0.80*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5)$	123.48
Sous le 3eme	$Q_0+0.75*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	136.71
Sous le 2eme	$Q_0+0.71*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)$	147.29
Sous le 1 ^{er}	$Q_0+0.69*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8)$	163.69
Sous le RDC	$Q_0+0.67*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$	173.63

Résultat de la descente de la charge du pot1 :

Tableau2.25 La descente de la charge du pot1.

Niveau	Elément	Le poids G (KN)	La charge Q (KN)
Sous la terrasse inaccessible	Plancher	110.77	17.64
	PP+PS	27.145	
	Poteau	08.85	
	TOTAL	146.76	
Sous le 8eme étage	Venant de 8	146.76	44.1
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	TOTAL	273.78	

Sous le 7eme étage	Venant de 7	273.78	67.91
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	10.11	
	TOTAL	402.05	
Sous le 6eme étage	Venant de 6	402.05	89.082
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	10.11	
	TOTAL	530.33	
Sous le 5eme étage	Venant de 5	530.33	107.604
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	11.56	
	TOTAL	660.05	
Sous le 4eme étage	Venant de 4	660.05	123.48
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	11.56	
	TOTAL	789.78	
Sous le 3eme étage	Venant de 3	789.78	136.71
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	13.01	
	TOTAL	920.95	
Sous le 2eme étage	Venant de 2	920.95	147.29
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	13.01	
	TOTAL	1052.13	
Sous le 1er étage	Venant de 1	1052.13	163.69
	Plancher	91.02	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	14.63	
	TOTAL	1184.92	
Sous le RDC	Venant du RDC	1184.92	173.63

	Plancher	72.7	
	PP+PS	27.145	
	Poteau	16.35	
	TOTAL	1301.12	

2.4.3.1. Pré dimensionnement du pot2 :

- surface afférente :

✓ Terrasse inaccessible :

$S1=2.405 \text{ m}^2 \quad S2=4.578 \text{ m}^2 \quad S3=4.475$

$L_{pp}=4.175\text{m}, \quad G_{pp}=4.175 \times 25 \times 0.45 \times 0.3 = 14.09\text{KN}$

$L_{ps}=4.1\text{m} \quad G_{ps}=4.1 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.3\text{KN}$

Surface afférente= $S1+S2+S3=11.561\text{m}^2$

$G_{terrasse}=11.561 \times 6.28 = 72.603\text{KN}$

$Q_{terrasse}=11.561 \times 1 = 11.561\text{KN}$

✓ De l'étage 8 jusqu'au 1^{er}

$L_{pp}=4.175\text{m} \quad G_{pp}=4.175 \times 25 \times 0.45 \times 0.3 = 14.09\text{KN}$

$L_{ps}=4.1\text{m} \quad G_{ps}=4.1 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.3\text{KN}$

$G_{poutre}=26.39\text{kn}$

$S1=S2=2.405 \text{ m}^2$

$S3=S4=4.578 \text{ m}^2$

$G_{dp1}=5.180 \times 2.405 = 12.457\text{kn}$

$G_{dp2}=8.66 \times 4.578 = 39.65\text{kn}$

$G_{dp3}=5.93 \times 2.405 = 14.26\text{kn}$

Surface afférente= $S1+S2+S3+S4= 13.966\text{m}^2$

$G_{cc}=4.578 \times 5.16 = 23.62\text{KN}$

$G_t=23.62+12.45+39.65+14.26$

$G_t=89.98\text{KN}.$

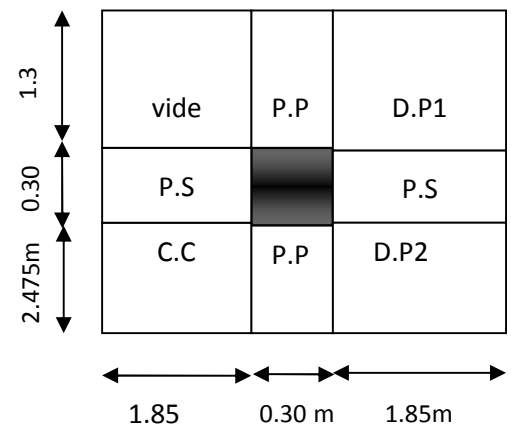
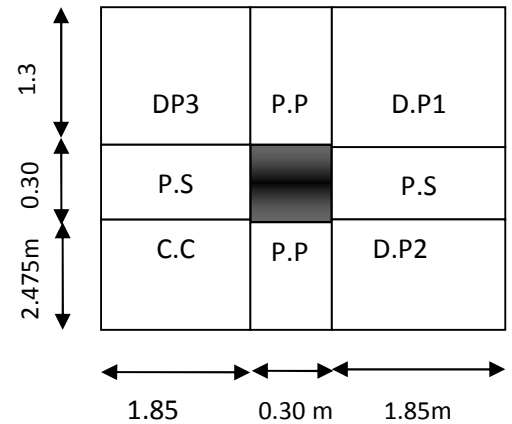
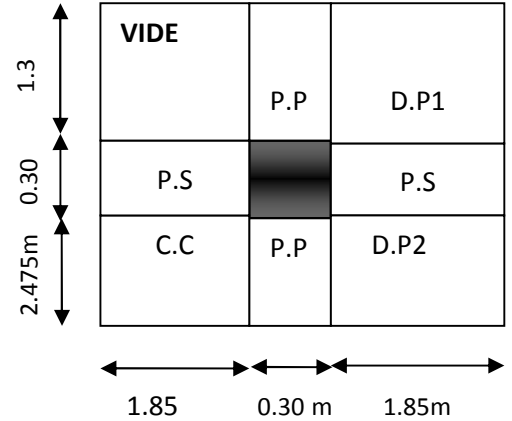
$Q=13.966 \times 1.5 = 20.949\text{KN}$

✓ Du RDC

$L_{pp}=4.175\text{m} \quad G_{pp}=4.175 \times 25 \times 0.45 \times 0.3 = 14.09\text{KN}$

$L_{ps}=4.1\text{m} \quad G_{ps}=4.1 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 = 12.3\text{KN}$

$G_{dp1}=5.180 \times 2.405 = 12.457\text{kn}$



$$G_{dp2} = 8.66 \times 4.578 = 39.65 \text{ kn}$$

$$G = 4.578 \times 5.16 = 23.62 \text{ KN}$$

$$G_t = 75.72 \text{ KN}$$

$$Q = 13.966 \times 1.5 = 20.949 \text{ KN}$$

• **Résultat de la descente de la charge d'exploitation :**

Tableau 2.26. la descente de la charge d'exploitation.

Niveau	Dégression	Qcumulée(KN)
Sous terrasse inaccessible	Q_0	11.561
Sous le 8eme	$Q_0 + Q_1$	32.501
Sous le 7eme	$Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$	51.35
Sous le 6eme	$Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	68.099
Sous le 5eme	$Q_0 + 0.85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	82.757
Sous le 4eme	$Q_0 + 0.80 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	95.321
Sous le 3eme	$Q_0 + 0.75 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	105.79
Sous le 2eme	$Q_0 + 0.71 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	115.63
Sous le 1er	$Q_0 + 0.69 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	127.15
Sous le RDC	$Q_0 + 0.67 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	137.83

Résultat de la descente de la charge du pot2 :

Tableau 2.27 la descente de la charge du pot2.

Niveau	Elément	Le poids G (KN)	La charge Q (KN)
Sous la terrasse inaccessible	Plancher	72.603	11.56
	PP+PS	26.39	
	Poteau	08.85	
	TOTAL	107.843	
Sous le 8eme étage	Venant de 8	107.843	32.501
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	08.85	
	TOTAL	233.06	
Sous le 7eme étage	Venant de 7	233.06	51.35
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	10.11	
	TOTAL	359.54	
Sous le 6eme étage	Venant de 6	359.54	68.099
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	10.11	
	TOTAL	486.023	
Sous le 5eme étage	Venant de 5	486.023	82.757
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	11.56	

	TOTAL	613.95	
Sous le 4eme étage	Venant de 4	613.95	95.321
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	11.56	
	TOTAL	741.883	
Sous le 3eme étage	Venant de 3	741.883	105.79
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	13.01	
	TOTAL	871.26	
Sous le 2eme étage	Venant de 2	871.26	115.63
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	13.01	
	TOTAL	1000.64	
Sous le 1er étage	Venant de 1	1000.64	127.15
	Plancher	89.98	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	14.63	
	TOTAL	1131.64	
Sous le RDC	Venant du rdc	1131.64	137.83
	Plancher	75.72	
	PP+PS	26.39	
	Poteau	16.35	
	TOTAL	1250.1	

➤ $N_u(\text{pot1})=1, 35NG+1,5NQ=2016.96\text{KN}$

➤ $N_u(\text{pot2})=1, 35NG+1,5NQ=1894.38\text{KN}$

On Remarque que le Poteau qui recevra un effort de compression max est le Poteau 1

- Notre poteau appartient à un portique qui contient plus de deux travées alors Le CBA préconise de majorer N_u de 10% $\Rightarrow N_u^* = 1,1N_u = 2403.53\text{KN}$

2.4.4. Vérifications à faire :

2.4.4.1. Vérifications à la compression simple :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa d'où } B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Tableau2.28 Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N_u^* (KN)	$B_{choisit}$ (m ²)	$B_{Calculé}$ (m ²)	Observation $B_{choisit} > B_{Calculé}$
Le 8eme	270.92	0.12	0.019	Vérifiée
Le 7eme	479.33	0.12	0.034	Vérifiée
Le 6eme	709.09	0.14	0.050	Vérifiée
Le 5eme	934.52	0.14	0.066	Vérifiée
Le 4eme	1157.72	0.16	0.081	Vérifiée
Le 3eme	1376.56	0.16	0.097	Vérifiée
Le 2eme	1593.17	0.18	0.112	Vérifiée
Le 1er	1805.44	0.18	0.127	Vérifiée
Le RDC	2029.69	0.205	0.143	Vérifiée
SOUS SOL	2403.53	0.205	0.169	Vérifiée

2.4.4.2. Vérifications au flambement :

D’après le **CBA 93 (art B.8.4.1)**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du béton.

A_s : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s= 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcul l’élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d’inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$

On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcalc}$

Exemple de calcul pour le sous sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = h_{pot} - h_{poutre} = 3.23 - 0.4 = 2.83 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times 2.83 = 1.981 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.981}{0.159} = 12.45 \text{ m}$$

$0 < \lambda < 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.47}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$A_s = 0.01 B_r$$

$$B_r \geq \frac{2.4582}{0.83 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.136 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 2) * (b - 2) = (0.6 - 0.02) * (0.55 - 0.02) = 0.2544 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq B_{r_{calc}} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau2.29 Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveaux	NU	i(m)	λ	α	$B_{r_{choisi(m^2)}}$	$B_{r(m^2)}$	Observation $B_{r_{choisi}} > B_r$
8eme	270.92	0.101	17.25	0.81	0.1089	0.014	vérifiée
7eme	479.33	0.101	17.25	0.81	0.1089	0.026	vérifiée
6eme	709.09	0.101	17.25	0.81	0.1254	0.039	vérifiée
5eme	934.52	0.101	17.25	0.81	0.1254	0.052	vérifiée
4eme	1157.72	0.115	15.16	0.82	0.1444	0.064	vérifiée
3eme	1376.56	0.115	15.16	0.82	0.1444	0.075	vérifiée
2eme	1593.17	0.115	15.16	0.82	0.1634	0.088	vérifiée
1er	1805.44	0.115	15.16	0.82	0.1634	0.1	vérifiée
Le RDC	2029.69	0.129	13.51	0.83	0.1849	0.11	vérifiée
Sous sol	2403.53	0.129	15.35	0.83	0.1849	0.13	Vérifiée

2.4. Les planchers à dalle pleine :

2.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées Lx et Ly. On désigne par Lx la plus petite portée Ly la plus grande portée du panneau.

Avec : $\rho = \frac{lx}{ly}$

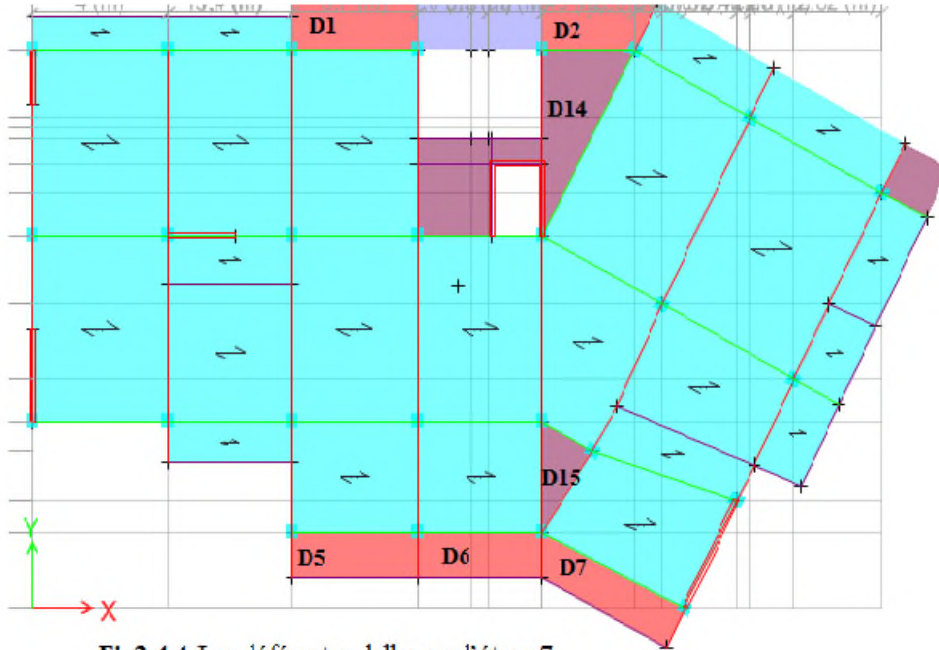


Fig2-4-1. Les différentes dalles sur l'étage 7

2.4.2. pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

✓ critère de résistance :

$$\begin{cases}
 e \geq \frac{lx}{20} & \text{pour une dalle sur un seul appui.} \\
 \frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30} & \text{pour une dalle sur deux appuis.} \\
 \frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} & \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}
 \end{cases}$$

✓ Critère de résistance au feu :

$$\begin{cases}
 e \geq 7\text{cm} & \text{pour une heure de coupe-feu.} \\
 e \geq 11\text{cm} & \text{pour deux heures de coupe-feu.} \\
 e \geq 14\text{cm} & \text{pour quatre heures de coupe-feu.}
 \end{cases}$$

Tableau 2-4-1. épaisseurs de différentes dalles.

Dalle pleine	N° d'appuis	Critère de résistance	Epaisseur
D1 balcon	Sur 3 appuis	$\frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40}$	$e = 3,2\text{ cm}$
D2 balcon	Sur 2 appuis	$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30}$	$e = 3,0\text{ cm}$
D3 balcon	Sur un appui	$e \geq \frac{lx}{20} = \frac{110}{20}$	$e = 6,0\text{ cm}$
D1 étage courant	Sur 3 appuis	$\frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40}$	$e = 5,0\text{ cm}$
D2 étage courant	Sur 3 appuis	$\frac{126}{45} \leq e \leq \frac{126}{40}$	$e = 3,0\text{ cm}$

Isolation phonique :

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

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est Déterminant .Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur e=14cm.

2.4.3. Etudes des dalles (D1 à D14) :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

Si : $\rho \leq 0.4 \implies$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \implies$ La dalle travail suivant les deux sens.

1-Calcul des sollicitations :

On a : $G=5.93 \text{ KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ (pour les **balcons**)

$P=1 \text{ KN/m}$: la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$qu = 1.35 \times 5.93 + 1.5 \times 3.5 = 13,255 \text{ KN/ml.}$$

$$qs = 5.93 + 3.5 = 9,43 \text{ KN/ml.}$$

$$pu = 1 \times 1,35 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

$\rho < 0.4$ la dalle travaille suivant un seul sens

$$\left\{ \begin{aligned} M_u &= \frac{qu \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times qu \times L_x^3}{3} && \text{pour les dalles sur 3 appuis} \\ *v_u &= \frac{qu \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_u &= \frac{qu \times L_x^2}{2} + pu \times L_x && \text{pour les dalles sur 2 appuis et un seul appui} \\ *v_u &= qu \times L_x + pu && (\rho < 0.4) \text{ La dalle travaille suivant } l_x \text{ comme une console.} \end{aligned} \right.$$

Toutes les dalles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.2. Calcul des sollicitations maximales.

N° de dalle pleine	Localisation	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Sollicitations maximales
D1(balcon)	dalle sur 3 appuis $l_x=1.4\text{m}$ $l_y=3.5\text{m}$	0,4	$M_u=21,21\text{kn.m}$ $V_u=5,09\text{kn}$
D2(balcon)	dalle sur 3 appuis $l_x=1.3\text{m}$ $l_y=3.75\text{m}$	0,34	$M_u=27,07\text{kn.m}$ $V_u=8,49\text{kn}$
D3(balcon)	dalle sur 3 appuis $l_x=1.3\text{m}$ $l_y=4.1\text{m}$	0,32	$M_u=26,51\text{kn.m}$ $V_u=8,53\text{kn}$
D4(balcon)	dalle sur 2 appuis $l_x=1.0\text{m}$ $l_y=3.7\text{m}$	0,27	$M_u=7,97\text{kn.m}$ $V_u=14,61\text{kn}$

D5(balcon)	dalle sur 1 appui lx=1.1m ly=3.7m	0,29	$M_u=9,37kn.m$ $V_u=15,93kn$
D6(balcon)	dalle sur 1 appui lx=1.1m ly=3.9m	0,28	$M_u=9,37kn.m$ $V_u=15,93kn$
D7(balcon)	dalle sur 1 appui lx=1.1m ly=3.0m	0,36	$M_u=9,37kn.m$ $V_u=15,93kn$
D8(balcon)	dalle sur 2 appuis lx=1.3m ly=3.57m	0,36	$M_u=12,95kn.m$ $V_u=18,58kn$
D9(balcon)	dalle sur 2 appuis lx=1.3m ly=4.1m	0,32	$M_u=12,95kn.m$ $V_u=18,58kn$
D10(balcon)	dalle sur 2appuis lx=1.0m ly=3.5m	0,28	$M_u=7,97kn.m$ $V_u=14,61kn$
D11(balcon)	dalle sur 2 appuis lx=1.0m ly=3.7m	0,27	$M_u=7,97kn.m$ $V_u=14,61kn$
D12(balcon)	dalle sur 2 appuis lx=1.05m ly=3.7m	0,28	$M_u=8,65kn.m$ $V_u=15,26kn$
D13(balcon)	dalle sur 2appuis lx=1.05m ly=2.75m	0,38	$M_u=8,65kn.m$ $V_u=15,26kn$
D14(dalle a coté de l'escalier)	dalle sur 3 appuis lx=2.3m ly=4.65m	0,49	En travée : $M_t^x = 4,45kn.m$ $M_t^y = 1,112kn.m$ En appui : $M_a^x = -1,569kn.m$ $M_a^y = 0,39kn.m$ $V_u=10,61kn$

2.4.4. Etudes de Dalle D15 sur 3 appuis : $\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{1.26}{2.6} = 0,48$

$e = 14cm$

$G = 5,81 KN/m^2$

$Q = 1,5KN/m^2$

1) Calcul des sollicitations :

➤ A l'ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.81 + 1.5 \times 1.5 = 10.09KN/m$$

$$Mx = \mu x \times (qu \times Lx^2)$$

$$My = \mu y \times Mx$$

$$\left. \begin{array}{l} Ux = 0.0994 \\ Uy = 0.2500 \end{array} \right\} \text{ELU (Annexe II)} \quad \left. \begin{array}{l} Ux = 0.1026 \\ Uy = 0.3491 \end{array} \right\} \text{ELS}$$

$$Mx = 0.0994 \times (10.09 \times 1.26^2) = 1.59KN.m$$

$$My = 0.25 \times 1.59 = 0.398kn.m$$

• Calcul des moments réels :

✓ **En travées :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1.59 = 1.352 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0.398 = 0.338 \text{KN.m}$$

✓ **En appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 1.59 = -0.477 \text{KN.m}$$

2) **Le ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a :
 b = 100 cm ; h = 14 cm ; c = 3 cm ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; d = 11 cm.

• **En travée :**

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.352 \times 10^{-3}}{1 \times (0.11)^2 \times 14.2} = 0.0079$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ \%} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0079}] = 0.0099$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.0083) \times 0.11 \Rightarrow z = 0.11 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{1.352 \times 10^{-3}}{348 \times 0.11} = 3.53 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.353 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.3. ferrailage de dalle sur 3 appuis

Sens	M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée x-x	1.352KN.m	0.0079	0.0099	0.11	0.353
y-y	0.338KN.m	0.0020	0.0025	0.11	0.088
Appuis x-x	0.477KN.m				
y-y		0.0028	0.0035	0.11	0.125

3) **Vérifications à l'E.L.U :**

a) **Condition de non fragilité :**

$e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b e$$

ρ_0 : coefficient dépend de type d'acier ($\rho_0 = 0.0008$ pour l'acier de FeE 400)

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.48) \times 100 \times 14 = 1.41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On a : $A_x^t = 0.353 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_x^{min} = 1.41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ non vérifiée.

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec A_{min} .

$$A_x^t = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 1 * 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte :

En travées et en appuis : $A_x = A_y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b) Espacement des armatures :

Fissuration peu nuisible :

$$St \leq \min(3 \cdot h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \cdot 14, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On a $St_y = St_x = 33 \text{ cm}$

c) Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.502 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.09 \times 1.26}{2} \times \frac{(2.6)^4}{(2.6)^4 + (1.26)^4} \Rightarrow V_x = 6.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.054 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.09 \times 2.6}{2} \times \frac{(1.26)^4}{(2.6)^4 + (1.26)^4} \Rightarrow V_y = 0.685 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.685 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.0062 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

e) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$Al \geq \frac{V_{\max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{6.02 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.173 \text{ cm}^2$$

$$Al = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.173 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

4). Vérifications l'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 5.81 + 1.5 = 7.31 \text{ KN/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} U_x = 0.1026 \\ U_y = 0.3491 \end{array} \right\} \text{ ELS}$$

Calcul des moments isostatique :

$$M^0_x = \mu_x \times (q_s \times Lx^2) = 0.1026 \times (7.31 \times 1.26^2) = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$M^0_y = \mu_y \times M^0_x = 0.3491 \times 1.19 = 0.415 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_{t\,ser}^x = 0.85 \times M^0_x = 0.85 \times 1.19 = 1.012 \text{ KN.m} \\ M_{t\,ser}^y = 0.85 \times M^0_y = 0.85 \times 0.415 = 0.353 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{a\,ser}^x = M_{a\,ser}^y = -0.3 \times M^0_x = 0.3 \times 1.19 = -0.357 \text{ KN.m}$$

a) **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x : b=100cm , $M_{ser}=1.012$ kn.m , d=11cm

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 331.65 = 0$$

Donc : $y = 2.29 \text{ cm}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 2687.60 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.012 \times 10^{-3}}{2687.60 \times 10^{-8}} \times 0.0229 = 0.86 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$... pas de risque de fissuration du béton.

• **Vérification à l'ELS :**

Endroit	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
Sens x-x Travée	1.012	2.29	2363.64	0.98	<i>vérifiée</i>
appuis	-0.357	2.29	2363.64	0.35	<i>vérifiée</i>
Sens y-y travée	0.353	2.29	2363.64	0.34	<i>vérifiée</i>
appuis	-0.357	2.29	2363.64	0.35	<i>vérifiée</i>

b) **Vérification de la flèche :**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Sens x-x :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{t\,ser}^x}{20 \times M_{0\,ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{14}{126} = 0.111 \geq \max\left(\frac{1.012}{20 \times 1.19}, 0.0375\right) = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.0018 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{oser}^y}, \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{14}{260} = 0.054 \geq \max\left(\frac{0.353}{20 \times 0.415}; 0.0375\right) = 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 11} = 0.0018 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

2.4.5. Etude de dalle de palier :

• **Calcul des sollicitations:**

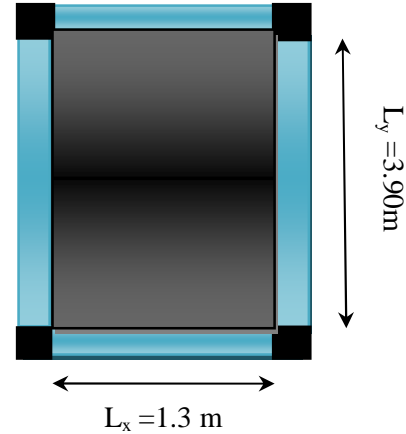
Evaluation des charges :

On a: $\begin{cases} G = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$\rho = \frac{1.3}{3.9} = 0.33 \leq 0.4$ dalle travaille sur un seul sens

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.74 \text{ KN/m}^2$

$q_s = G + Q = 7.68 \text{ KN/m}^2$



On fait le calcul du ferrailage selon un seul sens
les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{ca} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation $A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)
Travée	1.929	0.00945	0.0118	0.12	0.464	1.2	Non vérifie	4HA8=2.01
appuis	0.9077	0.00444	0.00557	0.12	0.217	1.2	Non vérifie	4HA8=2.01

Armatures secondaires :

$A_t = \frac{Al}{4} = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$

On a :

$V_x = 4.537 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{4.537 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.037 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Vérification à l'ELS :

Endroit	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} $\leq \overline{\sigma_{bc}}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$	Obs.
travée	1.379	2,405325	3239,4	1.023 ≤ 15	vérifiée	61,267 < 201.63	vérifiée
appui	0.648	2,405325	3239,4	0.4818 ≤ 15	vérifiée	28,831 < 201.63	vérifiée

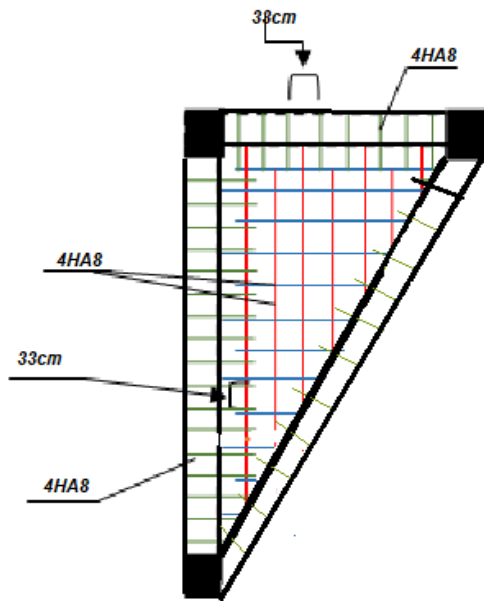
Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

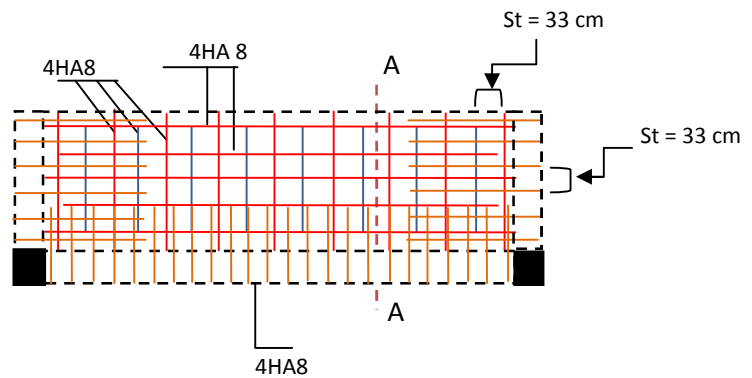
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.3} = 0.115 \geq \max\left(\frac{1.379}{20 \times 1.622}, \frac{3}{80}\right) = 0.042 \\ \frac{A}{b \times d_x} = \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées.

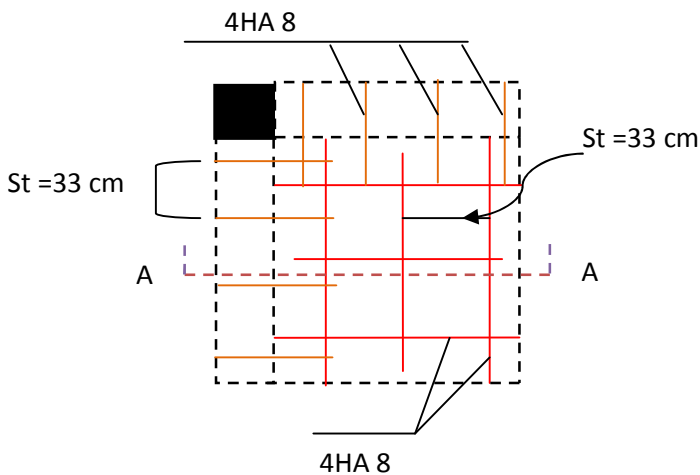
• Ferrailages :



Ferrailage de la dalle sur 3 appuis

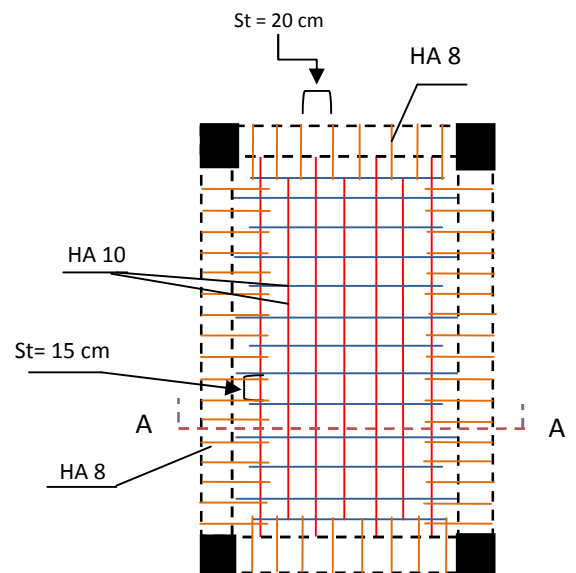


Ferrailage des dalles (D1, D2, D3)



Ferrailage des dalles (D4, D8, D9, D10, D11, D12, D13)

Dalles sur 2 appuis



Ferrailage dalle de palier

2.5. Les escaliers :

2.5.1. Définition :

L'escalier est un élément secondaire en béton armé conçu sur place, il permet le passage d'un niveau à un autre.

2.5.2. Pré-dimensionnement des escaliers

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- H : la hauteur du palier ;
- L_0 : longueur projetée de la volée ;
- L_v : longueur de la volée ;
- L_p : longueur du palier départ ;
- L'_p : longueur du palier d'arrivée.

Leur pré dimensionnement se fait par la satisfaction des conditions d'accès d'un niveau à un autre.

La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec : $n - 1$: nombre de marche
 n : nombre de contre marche.

• Escalier du sous sol

➤ Volée1 :

On Calcul de h et g : la Hauteur d'étage : $H = 3.23 \text{ m}$

$n = 9$ contre marches $n - 1 = 8$ marches

Calcul de la hauteur d'une contre marche (h) et du giron (g) :

$L_0 = 240 \text{ cm}$

$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$, $h = 17 \text{ cm}$

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$
 $\Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{1.445}{2.4} \right) \approx 31.05^\circ$

$L_v = \sqrt{(2.4)^2 + (1.445)^2} = 2.80 \text{ m}$

$L = 1.3 + 2.80 + 0.97 = 5.07 \text{ m}$.

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{507}{30} \leq e \leq \frac{507}{20} \Rightarrow 16.9 \leq e \leq 25.35$

Pour 2H de coup feu on a $e > 11 \text{ cm}$ alors on prend $e = 16 \text{ cm}$

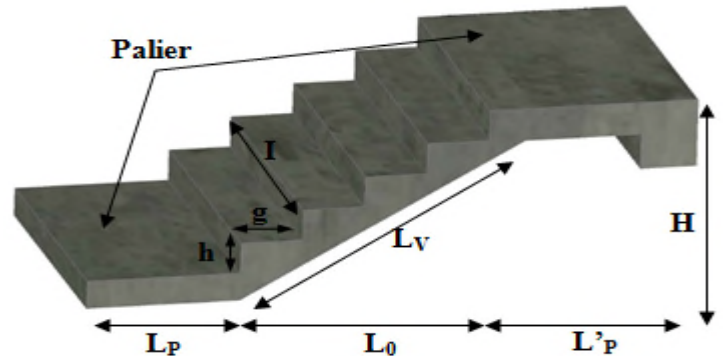


Tableau5.1 Caractéristiques des escaliers

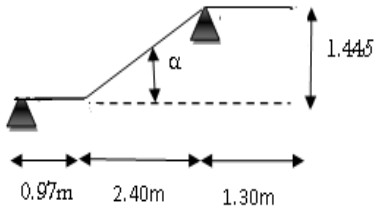
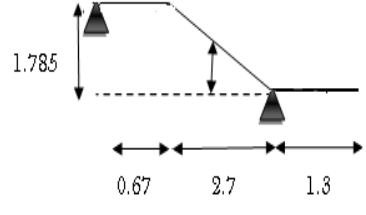
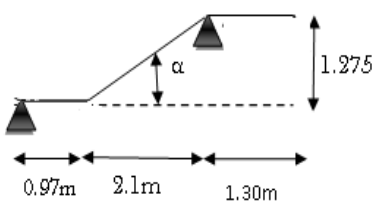
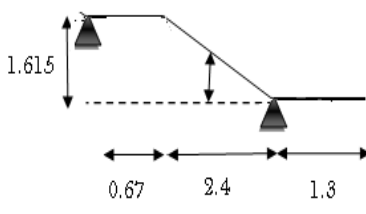
étage		Volée 1	Volée 2	Schémas statiques	
Sous sol	H(m)	1.445	1.785		
	n	9	10		
	n-1	8	9		
	g(cm)	30	30		
	h(cm)	17	17		
	α (°)	31.05	33.47		
	e(cm)	16	16		
				Volée1	Volée2
					
Tous Les étages	H(m)	1.275	1.615		
	n	8	9		
	n-1	7	8		
	g(cm)	30	30		
	h(cm)	17	17		
	α (°)	31.26	33.95		
	e(cm)	16	16		
				Volée1	Volée2
					

Tableau5.2 évaluation des charges des paliers d'escaliers.

N°	Couche	Poids volumique KN/m ³	Épaisseur m	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.18
Q escalier				2.5

Tableau5.3 Volée 1 sous sol

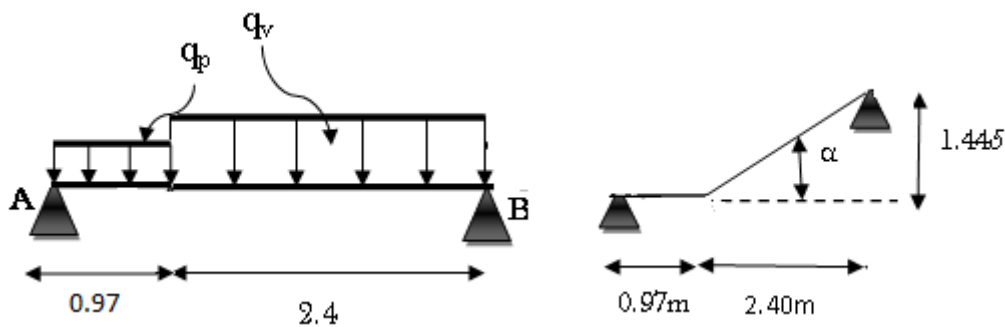
Couche		Poids volumique KN/m ³	Épaisseur m	Poids surfacique (KN/m ²)
Dalle pleine		25	0.16/cos (31.05°)	4.66
Carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4
	Vertical	20	0.02h/g	0.25
Mortier de pose	Horizontal	20	0.02	0.4
	Vertical	20	0.02h/g	0.23
Enduit de ciment		18	0.02/cos (31.05°)	0.42
Poids des marches		20	h/2	1.7
Grade de corps		/	/	0.6

Charge permanent G_v	8.66
Q escalier	2.5

Tableau5.4 Récapitulatif

	Volée		Charge permanent G_v (KN/m ²)
sous sol	Volée 1	Epaisseur = 0.16 m	8.66
		$\alpha = 31.05^\circ$	
	Volées 2	Epaisseur = 0.16m	8.78
		$\alpha = 33.47^\circ$	
Etages courants	Volée 1	Epaisseur = 0.16 m	8.66
		$\alpha = 31.26^\circ$	
	Volées 2	Epaisseur = 0.16 m	8.81
		$\alpha = 33.95^\circ$	

2.5.3. Etude des escaliers :
Schémas statique de la volée 1



❖ Combinaisons de charges

Localisation	ELU 1.35G+1.5Q (KN/m)	ELS G+Q (KN/m)
Palier (q_p)	10.74	7.68
Volée 1 (q_v)	15,44	11,16
Volée 2 (q_v)	15.60	11.28

- Exemple de calcul de la volée 1 :
- ❖ Réactions d'appuis :

$$F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2.4 \times 15.44) + (0.97 \times 10.74) = 47.47 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{10.74 \times \frac{(0.97)^2}{2} + 15.44 \times 2.4 \times (\frac{2.4}{2} + 0.97)}{3.37}$$

D'où : $R_A = 22.11 \text{ KN}$ $R_B = 25.36 \text{ KN}$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant :** La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

<p>Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0.97$</p> <p>$T(x) = -10.74x + 22.11$</p> <p>$\begin{cases} T(0) = 22.11 \text{ KN} \\ T(0.97) = 11.69 \text{ KN} \end{cases}$</p> <p>$M(x) = -5.37 x^2 + 22.11 x$</p> <p>$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.97) = 16.39 \text{ KN.m} \end{cases}$</p>	<p>Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 2.4$</p> <p>$T(x) = -15.44 x + 25.36$</p> <p>$\begin{cases} T(0) = 25.36 \text{ KN} \\ T(2.4) = -11.69 \text{ KN} \end{cases}$</p> <p>$M(x) = -7.72 x^2 + 25.36 x$</p> <p>$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 16.39 \text{ KN.m} \end{cases}$</p>

Calcul de l'extremum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.44 x + 25.36 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.64 \text{ m}$$

On trouve : $\begin{cases} M^{max} = 20.82 \text{ KN.m} \\ V^{max} = R_b = 25.36 \text{ KN} \end{cases}$

Les réactions et les Moments fléchissant :

		ELU	ELS		ELU	ELS
	R_A	22.11	15.91	Volée2	23.35	16.83
	R_B	25.36	18.31		25.96	18.76
	M_0max	20.82	15.03		21.60	15.61

Volée1	(KN.m)				
	V ^{max} (KN)	25.36	/		25.96 /
	Mtrav (KN.m)	15.62	12.77		16.20 13.27
	Mapp (KN.m)	10.41	06.01		10.80 06.24

Ferraillage de l'escalier

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit e=16cm C=3cm d=13cm

Tableau de ferraillage à l'ELU

	Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{repart} (cm ² /ml)
Volée 1	En travée	15.62	0,065	0,084	0,125	3.57	1.69	4HA12/m = 4.52
	En appui	10.41	0,043	0,055	0,127	2.35	1.69	3HA12/m = 3.39
Volée 2	En travée	26,05	0,067	0,087	0,125	3.71	1.69	4HA12/m = 4.52
	En appui	17,36	0,045	0,057	0,127	2.44	1.69	3HA12/m = 3.39

Vérification à l'ELU (Volée 2)

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2 f_{ctd}}{\gamma_b} \text{ avec } V_u = 25.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.20 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Calcul des armatures de répartitions :

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml

En Appuis : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 2HA8/ml = 1.01 cm²/ml

➤ **Vérification des espacements : FPN donc :**

• **Sens principale :**

En travée : $s_r = 15 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

En Appuis : $s_r = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

• **Sens secondaire :**

Armature de répartition : $s_r = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	13.27	3,72	8174.8	6.053 < 15	Vérifiée
Appui	06.24	3.39	6839.7	3.04 < 15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche :

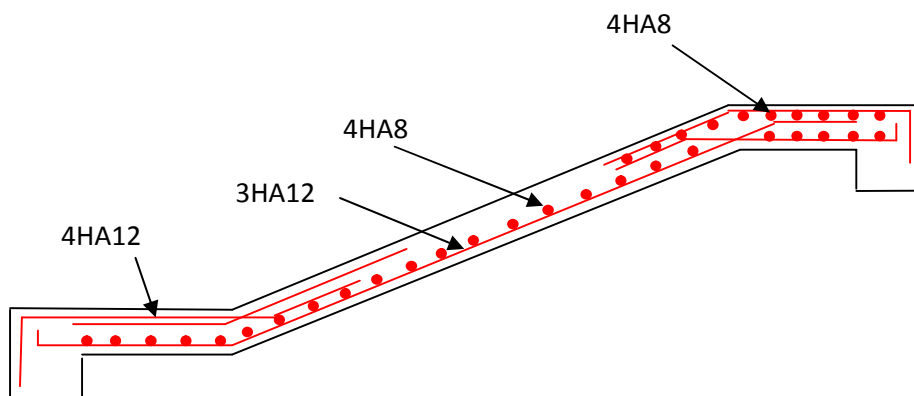
$$\frac{h}{l} = \frac{0.16}{4.37} = 0.036 < \frac{Mt}{20M0} = 0.106 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau .Vérification de la flèche

Evaluation des charges						
qjser(KN/ml)		qgser(KN/ml)		qpser(KN/ml)		
6.18		8.78		11.28		
Evaluation des moments en travées						
Mj (KN.m)		Mg (KN.m)		Mp (KN.m)		
7.22		10.25		13.27		
Propriétés de la section						
Y(cm)	I0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	Ei (Mpa)	Ev (Mpa)
3.72	215208.3	0,0038	5.46	2.18	32456,59	10818,86
Contraintes						
σ_{stj} (Mpa)		σ_{stg} (Mpa)		σ_{stp} (Mpa)		
122,94		174,43		225,73		
Ineties fictives						
μ_j	μ_g	μ_p	Ifij	Ifig	Ifip	Ifvg
0,079	0,231	0,340	165213	104501	82788	157177
Evaluation des flèches						
fji (mm)		fgi (mm)		fpi (mm)		fgv (mm)
0,153		0,343		0,560		0,684
f = 0,749mm < f' = 6.74mmLa flèche est vérifiée						

Schéma de ferrailage (ferrailage mentionné est par 1ml)



Ferrailage de la volée du sous sol

6.2. Etude de la poutre palière

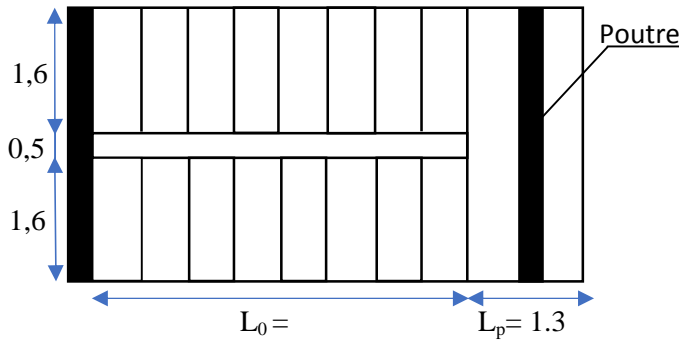


Figure.2.6.1. Vue en plan d'un escalier droit à deux

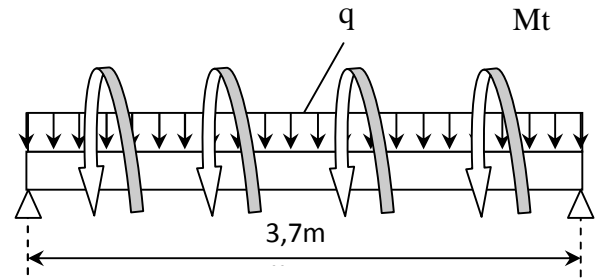


Figure2.6.2. Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \iff 24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

✓ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm et } h = 40 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,4 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 25.96 \text{ KN} \\ ELS: R_{Bs} = 18.76 \text{ KN} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

✓ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 30.01 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 21.76 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 51.35 \text{ KN.m} \implies \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 43.65 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,4 M_0 = -20,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 55,51 \text{ KN}$$

✓ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.3.3. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{FS}^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	43.65	A	0,075	0,097	0,355	3,53	1,34	Vérifiée
Appui	-20,54		0,035	0,044	0,363	1.62	1,34	

✓ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{55,51 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 0,5001 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures transversales**

On fixe $St = 10 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,3 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0,108 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,3 \text{ cm}^2; -0,108 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion****Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -10,80 \times \frac{3,7}{2} = -19,98 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : **Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type1)**

1).D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

✓ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{19,98 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0875 \times 348} = 3,93 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,328 \text{ cm}^2$$

✓ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{19,98 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 2,28 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S} + \tau^{tor}^2} = \sqrt{0,50^2 + 2,28^2} = 2,33 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,52 + \frac{3,93}{2} = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,39 + \frac{3,93}{2} = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature transversales : } A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 1,35 + 0,32 = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

✓ Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 21,76 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 37.23 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85M_0 = 31.65 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,4M_0 = -14,89 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau. 2. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	31.65	12.19	73512	5.25	15	Vérifiée
En appui	-14,89	10.32	53700	2.86	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 29,75 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 11,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

3) $L = 3,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

➤ Schéma de ferrailage

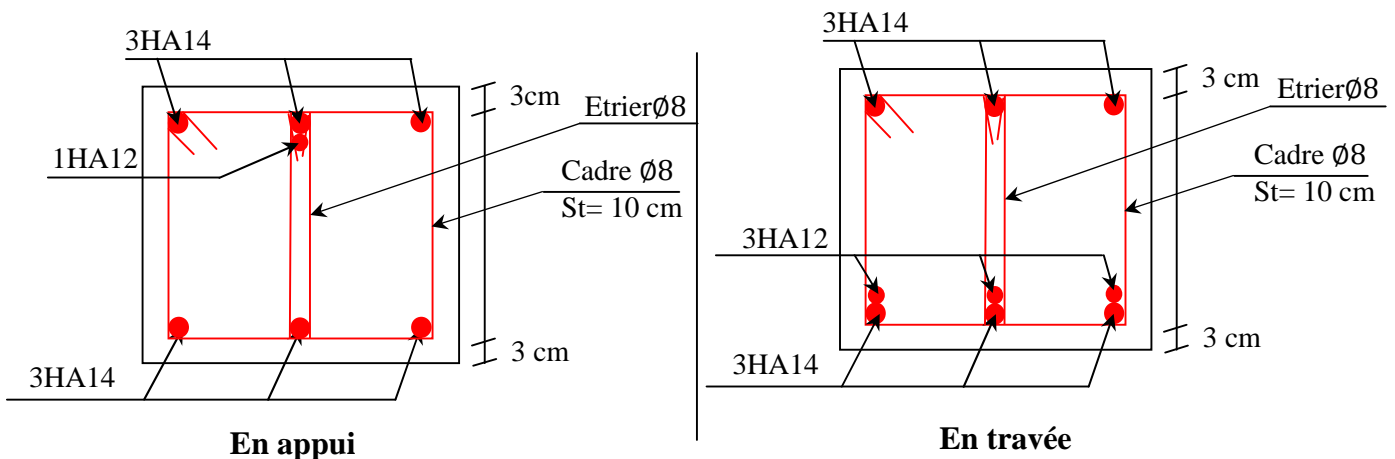


Figure.2.3.Schéma de ferrailage de la poutre palière

2.6. Acrotère :

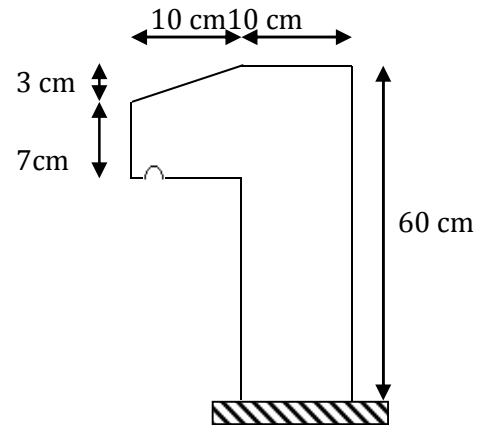
2.6.1 Définition :

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.

2.6.2. pré-dimensionnement et évaluation de charge :

H=60cm
 $S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$
 $S = 0.0685 \text{ m}^2$

- Les charges permanentes:
 - ✓ Poids propre de l'acrotère :
 $G = 25 \times 0.0685 \times 1$
 $G = 1.713 \text{ kn/ml}$
 - ✓ Enduit de ciments :
 Enduit extérieur : e=1.5 cm
 $G1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.015 \times 0.6$
 $G1 = 0.18 \text{ kn/ml}$
 Enduit intérieur : e=2cm
 $G2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.02 \times 0.6$
 $G2 = 0.24 \text{ kn/ml}$
 D'où $Gt = G0 + G1 + G2 = 1.713 + 0.18 + 0.24$
 $Gt = 2.133 \text{ kn/ml}$



Schémas de l'acrotère

Tableau2-6-1. Evaluation des charges de l'acrotère .

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	L'acrotère	0.1	25	1.713
2	Enduit intérieure	0.02	20	0.24
3	Enduit extérieur	0.015	20	0.18
Charge permanent G				2.133
Charge d'exploitation Q				1.0

2.6.3. Calcul de l'acrotère :

$S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$
 $W_p = G1 + G2 + G3 = 2.133 \text{ KN}$
 $Q = 1.0 \text{ KN}$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA (Art. 6.2.3)**

F_p : Une force horizontale due au séisme.

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

- ✓ C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1 du RPA99).
- ✓ W_p : poids de l'élément considéré.
- Groupe d'usage 2 $A=0.15$
- Zone IIa (Bejaia). $C_p=0.8$

Donc : $F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.133$

$$F_p = 1.024 \text{ kn}$$

2. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = \frac{600 \cdot 5 + 15 \cdot 13.33 + 70 \cdot 15}{(600 + 15 + 70)} = 6.204 \text{ cm} \quad \text{D'où : } x_c = 0.06204 \text{ m}$$

$$\text{et } y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{600 \cdot 30 + 15 \cdot 58 + 70 \cdot 53.5}{(600 + 15 + 70)} = 33.014 \text{ cm} \quad \text{D'où : } y_c = 0.3301 \text{ m}$$

$$A_1 = 60 \cdot 10 = 600 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_1 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad y_1 = 30 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{3 \cdot 10}{2} = 15 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_2 = 13.33 \text{ cm} \quad ; \quad y_2 = 58 \text{ cm}$$

$$A_3 = 7 \cdot 10 = 70 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_3 = 15 \text{ cm} \quad ; \quad y_3 = 53.5 \text{ cm}$$

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2.133 \text{ kn} \implies M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \implies M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.024 \text{ KN} \implies M_{F_p} = 0.34 \text{ KN.m}$$

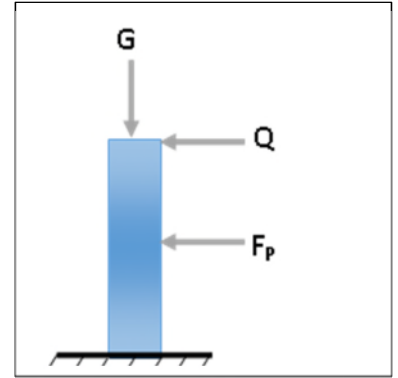


Tableau 2-6-2. Les sollicitations du calcul.

Différentes combinaisons à utiliser.			
Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	$G + Q + F_p$	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	$G + Q$
N (KN)	2.133	2.879	2.133
M (KN)	0.94	0.9	0.6

b. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $G+Q+E$

$$N_u = 2.133 \text{ kn}$$

$$M_u = 0.94 \text{ kn.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \implies e_1 = \frac{0.94}{2.133} = 0.44 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \dots\dots\dots \text{(RPA. Art. A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \implies \alpha = 0.$$

ϕ : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 10 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \implies e = 0.469 \text{ m}$$

3. Ferrailage :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad f_{st} = 348 \text{ MPa} \quad N_u = 2.133 \text{ kn}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.133 \times 0.469 = 1 \text{ kn.m}$$

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

✓ M_{uA} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$M_{uA} = 1 + 2.133 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 1.064 \text{ KN.m}$$

Flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0117 < \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0147$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0155) = 0.0795 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.064 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 0.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{2.133 \times 10^{-3}}{348} = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELU :**

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 > A_s = 0.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

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

-Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3HA8 = (1,51\text{cm}^2/\text{ml}).$$

-Espacement :

Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.**

Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.**

-Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau} = \min(f_{c28} \times 0.1; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.024 + 1 = 2.024 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0253 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

-Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{(0.9 \times 0.08 \times 0.10048)} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \phi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

ϕ : 1.5 Pour les HA.

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$d=0.08\text{m}; N_{ser}=2.133\text{KN}; M_{ser}=0.6\text{KN.m}$

-Vérification des contraintes :

D'après le CBA93/99, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

✓ $c = d - e_1$

✓ $e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.133} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.311 \text{ m}$

✓ $e_1 > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.311 = -0.231 \text{ m}$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$D'où : \begin{cases} P = -0.158 \text{ m}^2 \\ q = 0.025 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$;

On calcul le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul } \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = 4.06 \times 10^{-5} > 0 \rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 0.0156 \\ z = t^{1/3} = 0.25 \text{ m} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} = 0.229 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y = y_c = 0.229 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.229)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.229) \\ \Rightarrow \mu_t = 2.66 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.133 \times 10^{-3} \times \frac{(0.08 - 0.229)}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.179 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage :

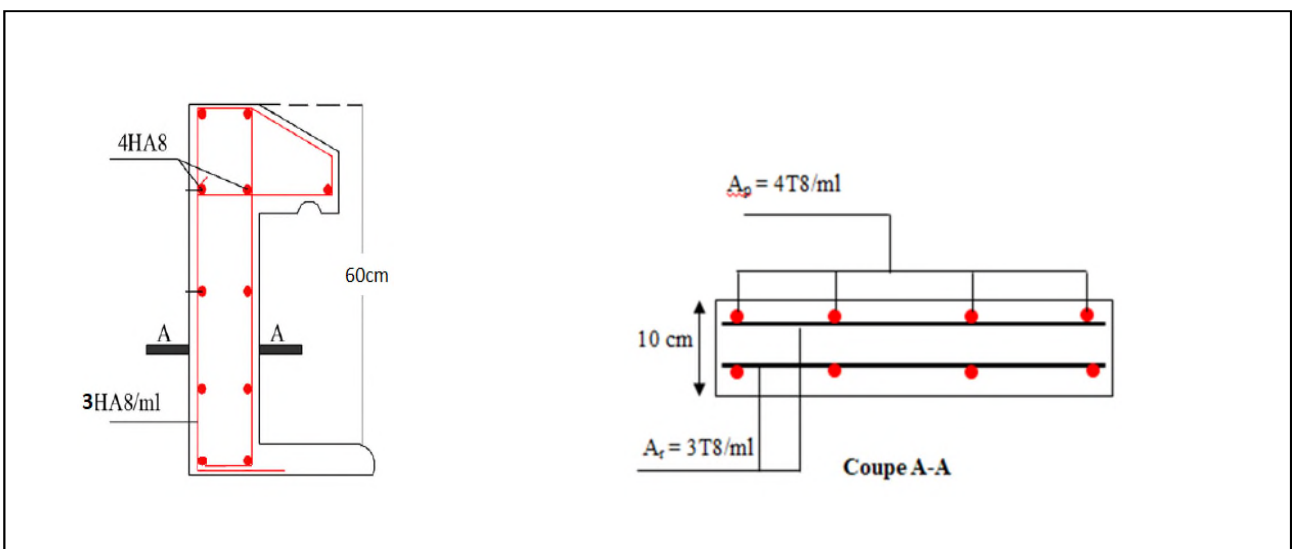
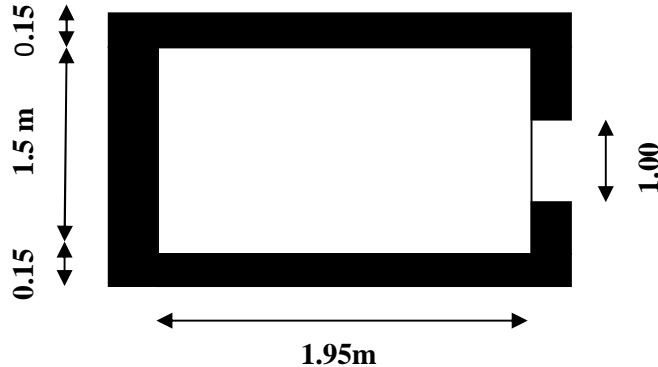


Figure.2.4.Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2.7. Etude de l'ascenseur :

2.7.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.



Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 195cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 150cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220 cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- 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 $V = 1\text{m/s}$.

2.7.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

- **L'épaisseur de la dalle :**

On a $l_x = 1.5\text{ m}$; $l_y = 1.95\text{ m}$; $S = 2.93\text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.95} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 15cm.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

On a: $g = D_m + P_m + P_{personne} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement :**

$$G_p = 25 \times 0.15 = 3.75\text{ KN/m}^2$$

Calcul pour un revêtement de 5 cm :

$$G_r = 22 \times 0.05 = 1.1\text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = G_p + G_r = 4.85\text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.93} = 49.49\text{ KN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 4.85 + 49.49 = 54.34\text{ KN/m}^2$$

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

a). **Combinaison d'action :**

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 1.35 \times 54.34 + 1.5 \times 1 = 74.86\text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 55.59 + 1 = 56.59\text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$\Rightarrow \rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0596 \times 74.86 \times (1.5)^2 = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.5440 \times 10.04 = 5.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement) :**

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 10.04 = 7.53 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 5.46 = 4.095 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui $\Rightarrow M_t^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 10.04 = -5.02 \text{ KN.m}$

b). Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.
(dx= dy=12cm)

Tableau2-7-1. ferrailage de la dalle.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	7.53	0.0368	0.0469	0.12	1.8	1.338	4HA8=2.01	33 cm
	Y-Y	4.095	0.0200	0.0253	0.12	0.98	1.338	4HA8=2.01	33 cm
Appui		5.02	0.0245	0.0311	0.12	1.217	1.338	4HA8=2.01	33 cm

c).Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifiée que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min [0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}] = 3.33 \text{ Mpa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 41.58 \text{ KN} \\ V_u^y = 18.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{41.58 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0.346 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} .$$

Pas besoin d'armatures transversales.

d).Vérification à l'ELS

$$q_s = 56.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8.42 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 6.32 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.24 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -4.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau2-7-2. vérification des contraintes.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
travée	X-X	6.32	2.41	3239.42	4.7 < 15	vérifiée
	Y-Y	4.24	2.41	3239.42	3.15 < 15	vérifiée
appui		-4.21	2.41	3239.42	3.1 < 15	vérifiée

Vérification à la flèche

✓ **Sens X-X:**

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.1 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.0017 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

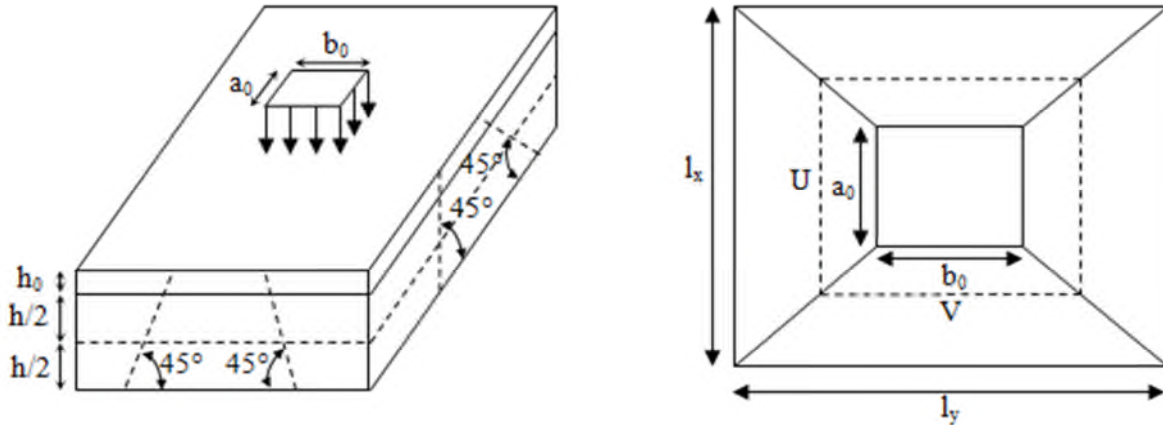
✓ **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} 0.0769 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.0018 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

6.3. Dalle de salle machine :

On a le schéma représentant la surface d'impact :



On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

$$\xi = 1 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm}$$

• À l'ELU :

On a : $g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow P_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$

✓ Calcul des sollicitations :

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

Avec : $\alpha = \frac{U}{l_x}$, $\beta = \frac{V}{l_y}$

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$

Soit :

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.538 \\ \beta = 0.7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.086 \\ M_2 = 0.063 \end{cases}$$

✓ Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.086 = 8.394 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.063 = 6.149 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.77 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.047 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0596 \times 8.047 \times 1.5^2 = 1.079 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.5440 \times 1.079 = 0.587 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.394 + 1.079 = 9.473 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.149 + 0.587 = 6.736 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.473 = 7.105 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.736 = 5.052 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 9.473 = -4.737 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b= 1 \text{ m}$, $dx=0.12 \text{ m}$, $dy=0.11 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau2-7-3. ferrailage de la dalle.

Endroit	Sens	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	choix	s_t (cm)
travée	X-X	7.105	0.035	0.044	0.12	1.7	1.338	4HA8=2.01(cm^2)	33
	Y-Y	5.052	0.025	0.031	0.12	1.21	1.338	4HA8=2.01(cm^2)	33
appui		-4.737	0.028	0.035	0.12	1.13	1.338	4HA8=2.01(cm^2)	33

• **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification des espacements :**

$s_t \leq \min(3e, 33cm) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm} ; P_u = 97.605 \text{ KN}$

$P_u = 97.605 < 0.045 \times 420 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5 \text{ KN}$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a:

$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.98 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.282 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

• **Calcul à l'ELS :**

✓ **Les moments engendrés par le système de levage :** $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.086 + 0.2 \times 0.063) = 7.13 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.063 + 0.2 \times 0.086) = 5.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments dus au poids de la dalle :**

$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0661 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.87 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.671 \times 0.87 = 0.584 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.13 + 0.87 = 8 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.80 + 0.584 = 6.384 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigé :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 8 = 6 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.384 = 4.788 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 8 = -4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Vérification des contraintes :

Tableau2-7-4.vérification des contraintes.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
travée	X-X	6.0	2.41	3239.42	4.46 < 15	vérifiée
	Y-Y	4.788	2.41	3239.42	3.56 < 15	vérifiée
appui		-4.0	2.41	3239.42	2.97 < 15	vérifiée

• Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.1 > 0.0375 \\ 0.0018 < 0.005 \end{array} \right.$$

✓ Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.077 > 0.0375 \\ 0.0016 < 0.005 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

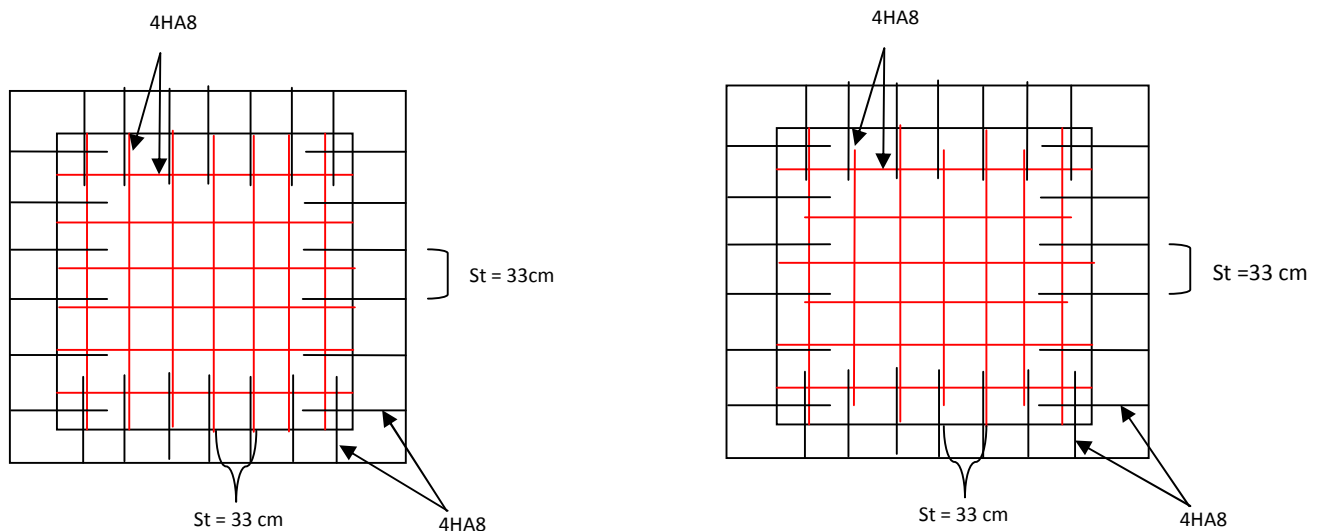


Figure2.6 schéma de ferrailage de l'ascenseur .

2.8. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre horizontale en béton armé qui sert à supporter le poids des cloisons, Son calcul se fait à la flexion simple.

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieur.

- **Dimensionnement :**

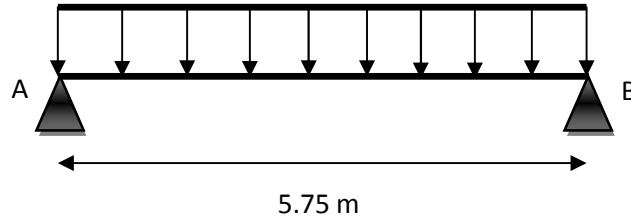


Schéma statique de la poutre de chaînage

- **Selon la condition de la flèche :**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \Rightarrow 38.33 \leq h \leq 57.5$$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

- **Calcul des sollicitations :**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.45 \times 0.40 = 4.5 \text{ KN/m}$

- Poids du mur : $G_m = 2.74 \times (2.89 - 0.45) = 6.69 \text{ KN/m}$

$$D'où : \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 15.11 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 11.19 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15.11 \times (5.75)^2}{8} = 62.45 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.11 \times 5.75}{2} = 43.44 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.19 \times (5.75)^2}{8} = 46.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

$$ELU : \begin{cases} M_u^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 62.45 = 53.08 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 62.45 = -31.225 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_s^t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 46.24 = 39.304 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 46.24 = -23.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage de la poutre de chaînage :**

. **Tableau.2-8-1.**de ferraillage de la poutre de chaînage.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	$A^{choisis}$ (cm^2)
En travée	53.08	0.026	0.033	0.375	4.06	1.84	3HA14=4.62
En appui	-31.225	0.015	0.019	0.377	2.25	1.84	3HA10 = 2.36

- Vérification à l'ELU :
- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{43.44 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38} = 0.286 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\emptyset 8$ + une épingle de $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELS :
- Vérification de la contrainte dans le béton :

On a :

$$\begin{cases} M_t^s = 39.304 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -23.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau2-8-2. de vérification des contraintes.

Endroit	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	39.304	12.55	88473.98	5.43	15	<i>vérifiée</i>
En appui	-23.12	10.25	90186.92	2.82	15	<i>vérifiée</i>

- Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.078 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.00297 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 5.75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

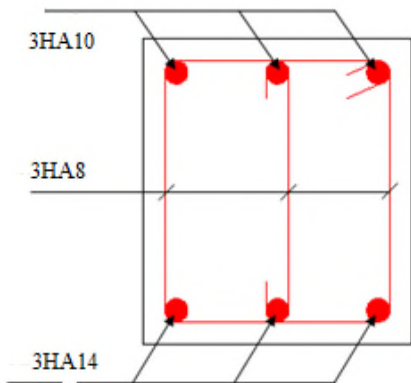


Figure 2.7 schéma de Ferrailage de la poutre de chaînage.

3.1.Introduction

Le projet que nous étudions est situé dans une zone de moyenne sismicité **IIa**, ce qui nécessite l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs des efforts internes les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage.

3.2.Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel au logiciel **ETABS 16** qui est destiné à la conception et l'analyse des structures, et ouvrages de génie civil catégorie bâtiments .Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériau...Ce logiciel permet d'effectuer des divers options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, L'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérifications des sections des éléments de la structure complète.

3.3.Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.3.1.Méthode statique équivalente:

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

3.3.1.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul total : RPA99(Article 4.2.3)

L'effort sismique V, appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

3.3.1.1.1. Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Grouped'usage 2} \\ \text{Zonell}_a \end{array} \right\} \implies A = 0.15$$

3.3.1.1.2. Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\implies R = 5$.

3.3.1.1.3. Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 10\% \text{D'où } \eta = 0.76$$

On a un site meuble $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

3.3.1.1.4. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \text{ RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \text{ RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que : $C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. (RPA99/2003 (Tableau 4.6))

$H = 26.01 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 13.05 \text{ m} \\ L_y = 20.95 \text{ m} \end{cases}$$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

Tempirique = $\min(C_T H^{3/4} ; 0.09 H / \sqrt{L})$

Alors : $\begin{cases} T_x = \min(0.57; 0.64) = 0.57 \text{ s} \\ T_y = \min(0.57; 0.51) = 0.51 \text{ s} \end{cases}$

➤ Vérification de la période

$T_{dynx} = 0.74 \text{ s} < 1.3 T_{stx} = 0.741 \text{ s}$ condition vérifiée

$T_{dyny} = 0.649 \text{ s} < 1.3 T_{sty} = 0.664 \text{ s}$ condition vérifiée

Les périodes à prendre en considération sont :

- $T_x = 0.74 \text{ s}$
- $T_y = 0.649 \text{ s}$

Ce qui donne pour les deux sens : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.463 \\ D_y = 1.595 \end{cases}$

3.3.1.1.5. Facteur de qualité

Tableau 3.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

D'où : $\begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.3 \end{cases}$

3.3.1.1.6. Poids total de la structure :

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 31190.45KN$

nous avons utilisés la méthodes statiques équivalente .

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 1672.21KN \\ V_y^{st} = 1716.33KN \end{cases}$

3.3.1.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

3.3.2. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est *L'ETABS 16*

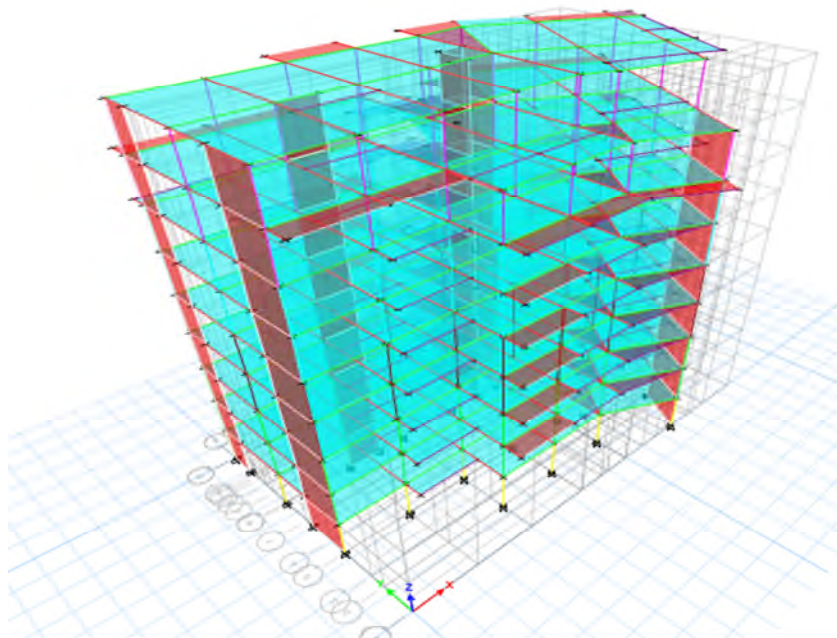


Figure3.1. Vue en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 16.

3.3.2.1. Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.



Figure 3.2. Disposition des voiles de contreventement.

3.3.2.2. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au ième mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,74	0,7445	0,0011	0,7445	0,0011
Modal	2	0,649	0,0027	0,6722	0,7472	0,6732
Modal	3	0,581	0,001	0,0463	0,7482	0,7196
Modal	4	0,229	0,1297	0,0008	0,8778	0,7204
Modal	5	0,186	0,0002	0,1266	0,878	0,847
Modal	6	0,157	0,003	0,0235	0,881	0,8704
Modal	7	0,121	0,0488	0,0005	0,9298	0,8709
Modal	8	0,091	0,0005	0,0548	0,9303	0,9258

Modal	9	0,08	0,0006	0,0002	0,9309	0,926
Modal	10	0,077	0,0271	0,00004475	0,958	0,926
Modal	11	0,057	0,000001153	0,0279	0,958	0,954
Modal	12	0,054	0,0163	0,0013	0,9743	0,9553

Au MODE 1 TRANSLATION SELON X ET $T_x=0,74s$

Au MODE 2 TRANSLATION SELON y ET $T_y=0,65s$

La participation massique modale atteint les 90% de la masse totale du bâtiment lorsqu'on prend 8 modes selon x et y

• **Interprétation des résultats obtenus :**

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

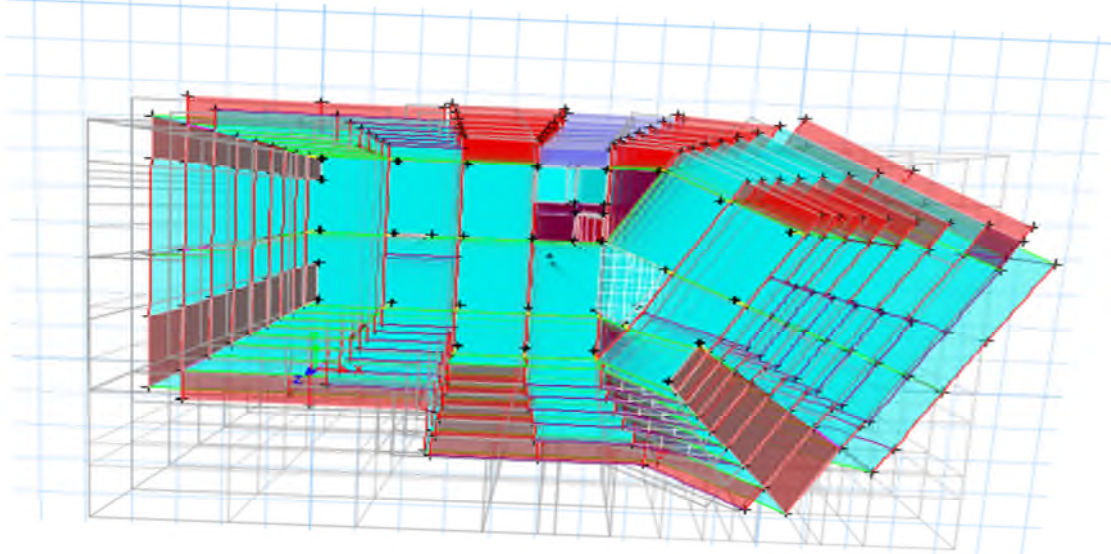


Figure 3.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

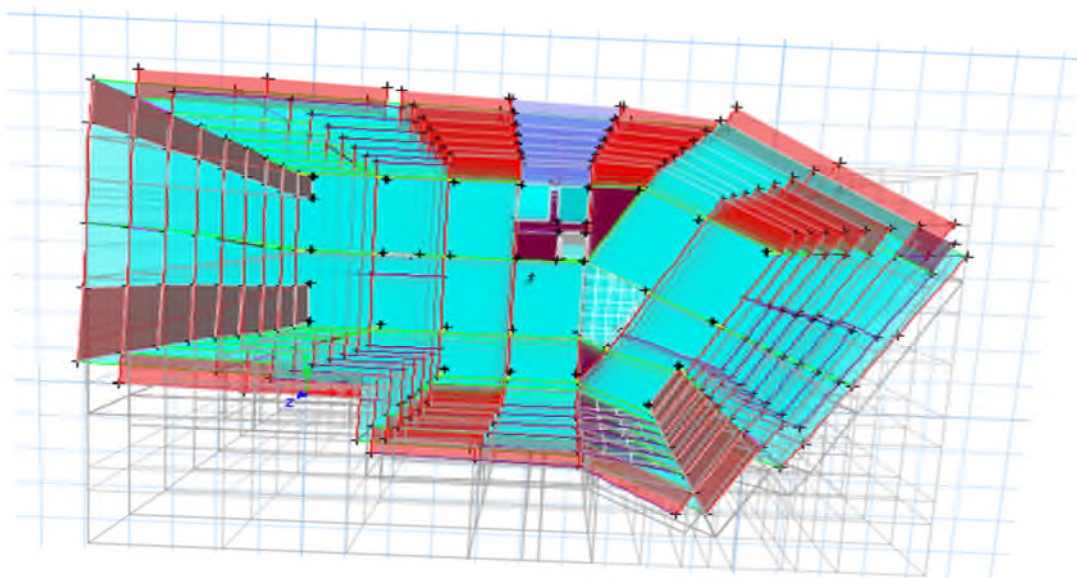


Figure 3.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

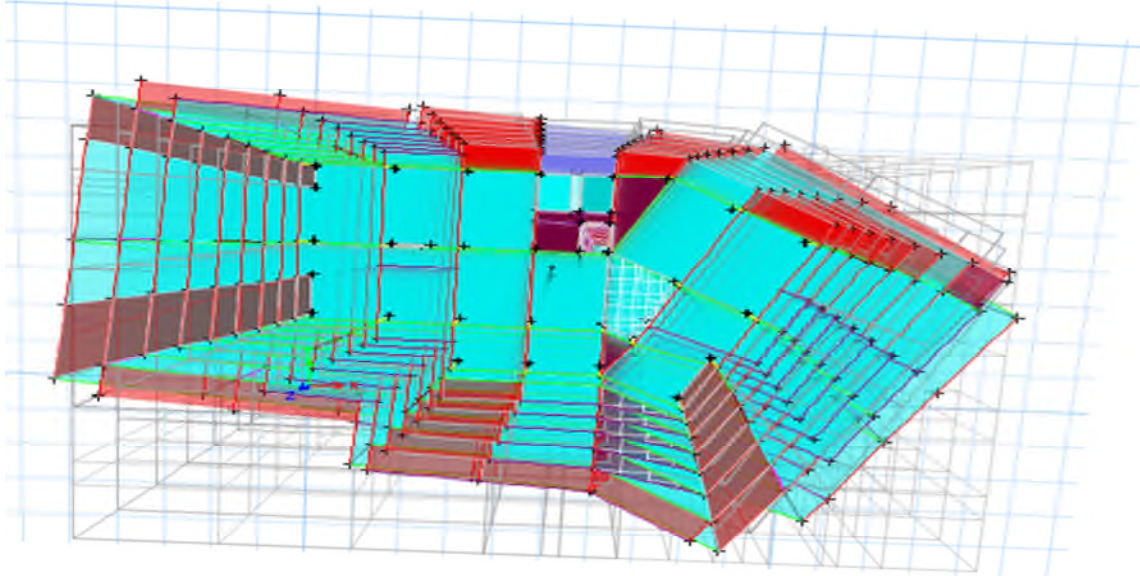


Figure 3.5. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).

3.3.3. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

3.3.3.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

- **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.3. l'interaction sous charges vertical.

Niveau	Charges reprises en KN		Charges reprises en %		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	28927,1022	5870,0119	83,131	16,869	Vérifiée
1	25489,4804	5409,061	82,494	17,506	Vérifiée
2	22030,5562	4794,4451	82,127	17,873	Vérifiée
3	18517,26	4234,3811	81,389	18,611	Vérifiée
4	15176,4559	3549,7862	81,044	18,956	Vérifiée
5	11808,2432	2892,9636	80,322	19,678	Vérifiée
6	8581,8914	2136,3868	80,068	19,932	Vérifiée
7	5222,721	1343,4275	80,56	19,46	Vérifiée
8	2360,4953	531,5243	81,621	18,379	Vérifiée

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

• **Sous charges horizontale**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :
Sens X-X :

Tableau.3.4.L'interaction sous charges horizontales :

Niveau	Charges reprises en KN		Charges reprises en %		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	-718,0741	-682,7107	51,262	48,738	Vérifiée
1	-705,0585	-636,1171	52,57	47,43	Vérifiée
2	-779,7083	-485,6651	61,619	38,381	Vérifiée
3	-721,2903	-444,9035	61,85	38,15	Vérifiée
4	-703,9272	-341,124	67,358	32,642	Vérifiée
5	-604,2214	-290,2564	67,55	32,45	Vérifiée
6	-536,9574	-182,64	74,619	25,381	Vérifiée
7	-392,6627	-111,9597	77,813	22,187	Vérifiée
8	-292,8333	-91,3399	76,224	23,776	Vérifiée

Sens Y-Y :

Niveau	Charges reprises en KN		Charges reprises en %		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	-523,0361	-1045,8662	33,338	66,662	Vérifiée
1	-502,4585	-992,3345	33,614	66,386	Vérifiée
2	-587,1757	-813,895	41,909	58,091	Vérifiée

3	-570,447	-724,5728	44,049	55,951	Vérifiée
4	-572,8127	-584,7274	49,485	50,515	Vérifiée
5	-474,5914	-511,0329	48,151	51,849	Vérifiée
6	-437,0032	-347,6601	55,693	44,307	Vérifiée
7	-346,73	-199,3493	63,494	36,506	Vérifiée
8	-275,4198	-105,7238	72,261	27,739	Vérifiée

Analyse des résultats :

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

3.3.3.2. Vérification de la résultante des forces sismique :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.5: Vérification de la résultante des forces sismiques a la base

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	1672,214	1337,76	1433,61	Vérifiée
Y-Y	1716,33	1373,06	1589,71	Vérifiée

3.3.3.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (RPA99/2003 Art 7.4.3.1)}$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau3.5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section (cm^2)	N_d (KN)	Combinaison	v	observation
RDC	45*45	2025.97	G+Q+EX	0.4	Non vérifiée

1	40*45	1745.35	G+Q+EX	0.38	Non vérifiée
2	40*45	1454.95	G+Q+EX	0.32	Non vérifiée
3	40*40	1297.857	G+Q+EX	0.32	Non vérifiée
4	40*40	1070.811	G+Q+EX	0.27	vérifiée
5	35*40	845.627	G+Q+EX	0.24	vérifiée
6	35*40	640.333	G+Q+EY	0.183	vérifiée
7	35*35	475.678	G+Q+EY	0.155	vérifiée
8	35*35	312.431	G+Q+EY	0.102	vérifiée

La condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section des poteaux

Tableau3.6. Vérification de l'effort normal réduit après l'augmentation de section.

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Combinaison	v	observation
RDC	60*55	2349,08	G+Q+EX	0.28	vérifiée
1	55*55	2033,22	G+Q+EX	0.26	vérifiée
2	55*55	1699,93	G+Q+EX	0.22	vérifiée
3	50*55	1367,34	G+Q+EX	0.19	vérifiée
4	50*55	1053,46	G+Q+EX	0.15	vérifiée
5	50*50	762,513	G+Q+EX	0.12	vérifiée
6	50*50	504,172	G+Q+EY	0.080	vérifiée
7	45*50	274,253	G+Q+EY	0.048	vérifiée
8	45*45	128,199	G+Q+EY	0.025	vérifiée

3.3.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 3.7.Vérification des déplacements relatifs selon X-X

Niveau				Sens X - X			Observation
	$\bar{\delta}_{ek}$ (m)	$\bar{\delta}_k$ (m)	$\bar{\delta}_{k-1}$ (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	
RDC	0,000002	0,00001	0	0,00001	2,89	3,4602E-06	vérifiée
1	0,000005	0,000025	0,00001	0,000015	2,89	5,1903E-06	vérifiée
2	0,000009	0,000045	0,000025	0,00002	2,89	6,9204E-06	vérifiée
3	0,000013	0,000065	0,000045	0,00002	2,89	6,9204E-06	vérifiée
4	0,000018	0,00009	0,000065	0,000025	2,89	8,6505E-06	vérifiée
5	0,000021	0,000105	0,00009	0,000015	2,89	5,1903E-06	vérifiée
6	0,000025	0,000125	0,000105	0,00002	2,89	6,9204E-06	vérifiée
7	0,000028	0,00014	0,000125	0,000015	2,89	5,1903E-06	vérifiée
8	0,00003	0,00015	0,00014	0,00001	2,89	3,4602E-06	vérifiée

Tableau3.8.Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.

Niveau				Sens Y - Y			Observation
	$\bar{\delta}_{ek}$ (m)	$\bar{\delta}_k$ (m)	$\bar{\delta}_{k-1}$ (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	
RDC	2,827E-07	1,4135E-06	0	1,4135E-06	2,89	4,891E-07	vérifiée
1	0,000001	0,000005	1,4135E-06	3,5865E-06	2,89	1,241E-06	vérifiée
2	0,000001	0,000005	0,000005	0	2,89	0	vérifiée
3	0,000002	0,00001	0,000005	0,000005	2,89	1,7301E-06	vérifiée
4	0,000002	0,00001	0,00001	1,6941E-21	2,89	5,8618E-22	vérifiée
5	0,000002	0,00001	0,00001	-1,6941E-21	2,89	-5,8618E-22	vérifiée
6	0,000003	0,000015	0,00001	0,000005	2,89	1,7301E-06	vérifiée
7	0,000003	0,000015	0,000015	0	2,89	0	vérifiée
8	0,000003	0,000015	0,000015	0	2,89	0	vérifiée

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.5.5. Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3: Vérification de l'effet P-Delta X-X.

Niveau			Sens X-X			
	Δ_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Observation
RDC	0,00001	31148,72	1400,7848	2,89	7,6943E-05	vérifiée
1	0,000015	27649,74	1341,1756	2,89	0,000107	vérifiée
2	0,00002	24012,18	1265,3734	2,89	0,00013132	vérifiée
3	0,00002	20374,79	1166,1938	2,89	0,00012091	vérifiée
4	-0,000055	16785,4	1045,0512	2,89	0,00030567	vérifiée
5	0,000095	13196,33	894,4778	2,89	0,00048496	vérifiée
6	0,00002	9649,519	719,5974	2,89	9,28E-05	vérifiée
7	0,000015	5953,7	504,6224	2,89	6,1237E-05	vérifiée
8	0,00001	2699,817	384,1732	2,89	2,4317E-05	vérifiée

Tableau9: Vérification de l'effet P-Delta Y-Y.

Niveau			Sens Y - Y			
	Δ_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Observation
RDC	1,4135E-06	31148,72	1568,9023	2,89	9,7105E-06	vérifiée
1	3,5865E-06	27649,74	1494,793	2,89	2,2955E-05	vérifiée
2	0	24012,18	1401,0707	2,89	0	vérifiée
3	0,000005	20374,79	1295,0198	2,89	2,722E-05	vérifiée
4	1,6941E-21	16785,4	1157,5401	2,89	8,5002E-21	vérifiée
5	-1,6941E-21	13196,33	985,6243	2,89	-7,8483E-21	vérifiée
6	0,000005	9649,519	784,6633	2,89	2,1276E-05	vérifiée

7	0	5953,7	546,0793	2,89	0	vérifiée
8	0	2699,817	381,1436	2,89	0	vérifiée

D'après les résultats obtenus dans le tableau les efforts P- Δ peuvent être négligés.

3.4. Conclusion :

L'objectif de ce chapitre a été l'étude de la structure sous sollicitations dynamiques pour se faire ; nous avons modélisé notre structure avec logiciel ETABS 16 ,La disposition des voiles de contreventement a été un véritable challenge, la présence de la rampe de passage au parking ,le parking ,l'aspect architectural ainsi que la forme de la structure ont rendu difficile ce choix de disposition , finalement nous avons abouti a une disposition qui satisfait toutes les exigences du RPA 99/2003, Les sections des poteaux et des poutres ont été augmenté.

4.1. Etude des poutres :

4.1.1. 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. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016 combinés par les combinaisons les plus défavorables donnés par le CBA93 et RPA99 version 2003 suivantes :

- ✓ $1,35G+1,5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $G+Q-E$
- ✓ $0,8G+E$
- ✓ $0,8G-E$

Il y a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30×45)
- Poutres secondaires (30×40)

4.1.2. Calcul du ferrailage :

➤ Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poutres secondaires du RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres poutres seront donnés dans un tableau récapitulatif, avec les sollicitations

$$\text{suivantes : } \begin{cases} M_a = -121.47 \text{ KN.m} \\ M_t = 105.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{121.47 \cdot 10^{-3}}{18.47 \cdot 0.3 \cdot 0.37^2} = 0.160 < 0.186 \text{ (pivot A).}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.160 < \mu_l = 0.393 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

- $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa.}$

- $z = d(1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.160)})$
 $\alpha = 0.219 \Rightarrow z = 0.37(1 - 0.4 \cdot 0.219) \Leftrightarrow z = 0.337 \text{ m}$

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{121.47 \cdot 10^{-3}}{0.337 \cdot 400} = 9.01 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

❖ Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{105.96 \cdot 10^{-3}}{18.47 \cdot 0.3 \cdot 0.37^2} = 0.139 < 0.186 \text{ (pivot A).}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.139 < \mu_l = 0.393 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

- $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa.}$

- $z = d(1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.139)})$
 $\alpha = 0.187 \Rightarrow z = 0.37(1 - 0.4 \cdot 0.187) \Leftrightarrow z = 0.342 \text{ m}$

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{105.96 \cdot 10^{-3}}{0.342 \cdot 400} = 7.74 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

Tableau 4.1. Ferrailage des poutres à chaque niveau

Niveau	Type	S (cm ²)	Local	M (KN/m)	V (KN)	Amin (cm ²)	Acal (cm ²)	A adopté (cm ²)
RDC	PP	30x45	Appuis	-121.47	142.89	6.75	7,68	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	105.96			6,65	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-120.08	138.75	6	8,79	6HA14=9.24
			Travée	105.96			7,67	3HA14+3HA12=8.01
1er	PP	30x45	Appuis	-137.26	156.56	6.75	8,76	6HA14=9.24
			Travée	109.36			6,87	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-125.54	144.32	6	9,22	6HA16=12.06
			Travée	102.69			7,42	3HA14+3HA12=8.01
2eme	PP	30x45	Appuis	-139.49	147.59	6.75	8,91	6HA14=9.24
			Travée	107.44			6,74	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-121.26	138.56	6	8,88	6HA14=9.24
			Travée	93.57			6,72	3HA14+3HA12=8.01
3eme	PP	30x45	Appuis	-134.66	134.40	6.75	8,58	6HA14=9.24
			Travée	97.34			6,08	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-113.9	128.9	6	8,3	6HA14=9.24
			Travée	78.74			5,59	3HA14+3HA12=8.01
4eme	PP	30x45	Appuis	-123.45	119.40	6.75	7,82	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	82.81			5,13	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-102.32	115.69	6	7,39	6HA14=9.24
			Travée	62.91			4,42	4HA14=6.16
5eme	PP	30x45	Appuis	-109.71	105.92	6.75	6,9	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	69.33			4,27	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-89.19	100.53	6	6,38	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	53.43			3,73	3HA14+3HA12=8.01
6eme	PP	30x45	Appuis	-96.11	102.83	6.75	6	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	59.88			3,67	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-72.92	81.57	6	5,16	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	42.20			2,93	4HA14=6.16
7eme	PP	30x45	Appuis	-85.46	82.22	6.75	5,3	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	51.84			3,16	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-59.50	63.98	6	4,17	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	37.87			2,62	4HA14=6.16
8eme	PP	30x45	Appuis	-73.38	78.75	6.75	4,53	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	44.33			2,69	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30x40	Appuis	-50.36	46.03	6	3,51	4HA14=6.16
			Travée	31.77			2,19	4HA14=6.16

➤ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \implies \mathbf{Amin} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \implies \mathbf{Amin} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement}$$

Les longueurs de recouvrement :

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \implies l_r = 64 \text{ cm on adopte } l_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \implies l_r = 56 \text{ cm on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \implies l_r = 48 \text{ cm on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.6, 1.28, 3) = 1.28 \text{ cm}$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.4, 1.14, 3) = 1.14 \text{ cm}$$

on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 et une épingle de T8

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales : (RPA99 Art 7.5.2.1)**

✓ **Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l \right) = \min(11.25; 19.2) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \implies S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l \right) = \min(10; 16.8) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \implies S_t = 20 \text{ cm.}$$

4.1.3. Vérification à l'ELU

4.1.3.1. Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 4.2 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u \text{ max(KN)}$	$\tau \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau} \text{ (MPa)}$	Observation
Principale	156.56	1.24	3.33	Vérifiée
Secondaire	144.32	1.3	3.33	Vérifiée

4.1.3.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

Tableau 4.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$V_u \text{ max(KN)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$A_l^{rive} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_l^{inter} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
---------	-----------------------------	-----------------------	----------------------	------------------------------------	-------------------------------------	-------------

Principale	9.24	156.56	-137.26	4.50	-5.93	Vérifiée
Secondaire	12.06	144.32	-125.54	4.15	-6.68	Vérifiée

4.1.4. Vérification à l'ELS :

4.1.4.1. Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A_s.y - 15.d.A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s(y - d)^2]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 MPa.$$

Tableau 4.4 Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Local	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	Appui	-41.58	9.24	15.54	134566	4,82	15	Vérifiée
	Travée	33.85	8.04	14.79	121642	4.12	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-35.73	12.06	15.9	120735	4,7	15	Vérifiée
	Travée	22.13	8.04	13.68	91186	3,32	15	Vérifiée

4.1.4.2. Etat limite de déformation

➤ PP (30*45)

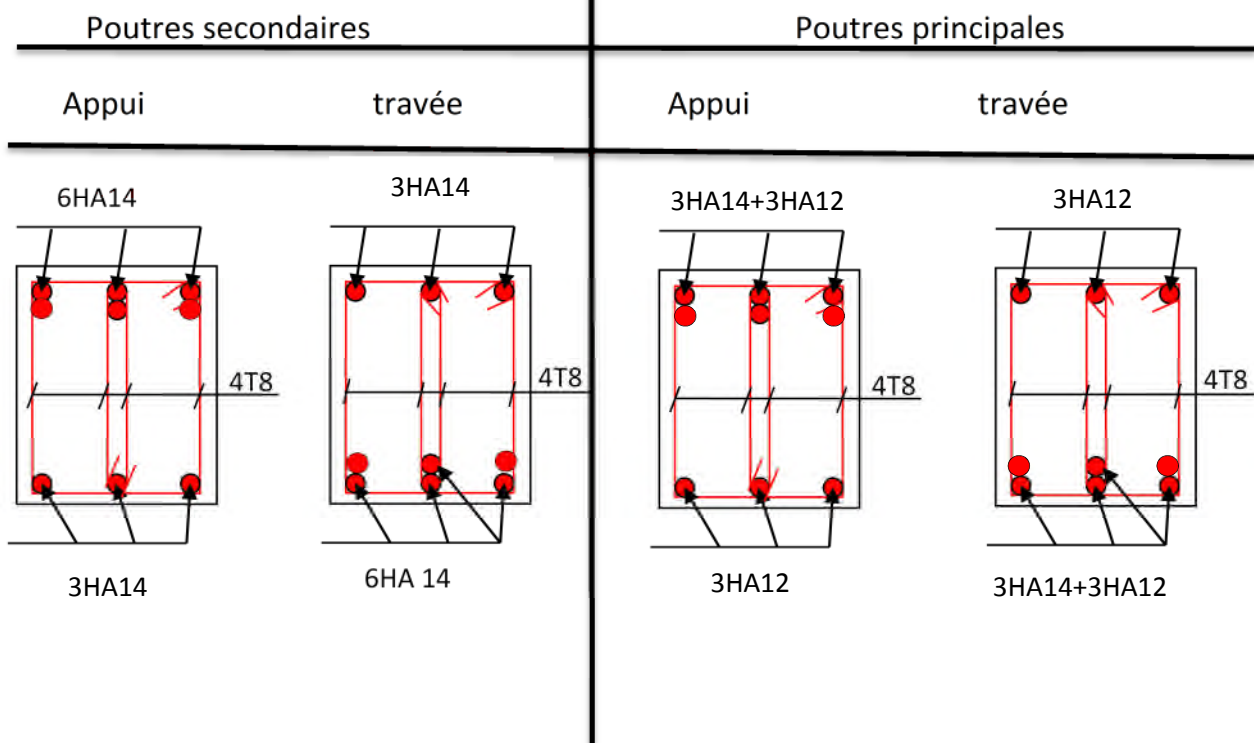
PS (30*40)

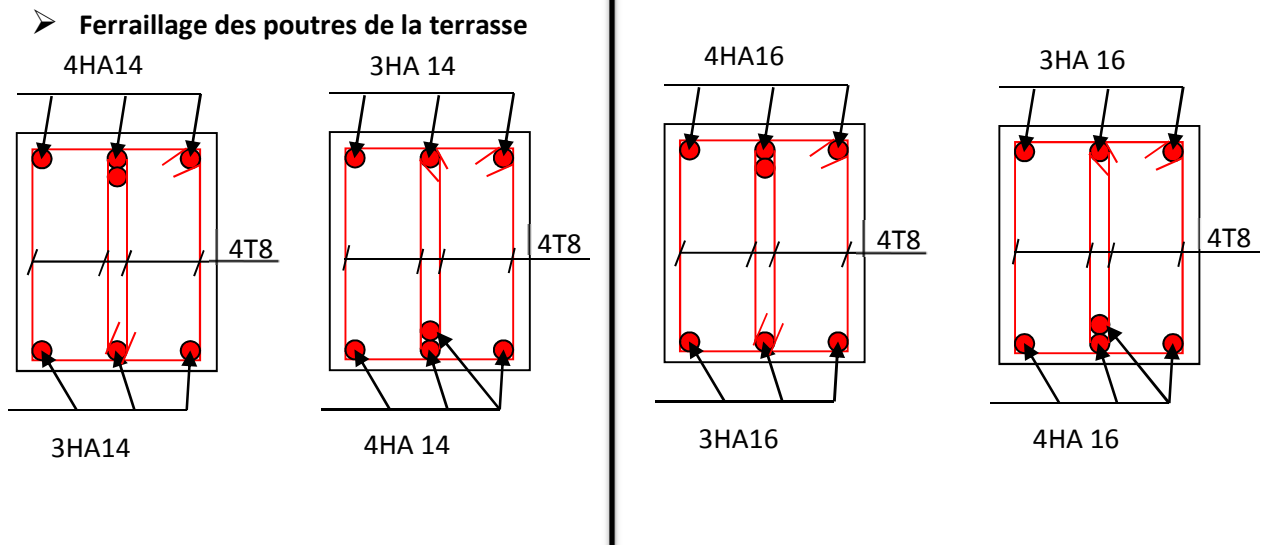
$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0.084 \geq 0.06 \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots 0.084 \geq 0.081 \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 0.0063 \leq 0.01 \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0.1 \geq 0.06 \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots 0.1 \geq 0.081 \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 0.007 \leq 0.01 \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$
---	--

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

Exemple de ferrailage

➤ Ferrailage des poutres du RDC





4.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons et sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003), CBA93**

- ✓ 1.35G+1.5Q
- ✓ G+Q
- ✓ G+Q±E
- ✓ 0.8G±E

Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \Rightarrow M_{corr} \dots \dots A_1 \\ N_{min} \Rightarrow M_{corr} \dots \dots A_2 \\ M_{max} \Rightarrow N_{corr} \dots \dots A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

4.2.1.ferraillage

➤ **Armature longitudinales :**

Exemple de calcul :

Le calcul de ferraillage se fera pour un seul poteau de RDC (55×60) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le précédent :

Données :

Soit : $N_{min} = -633.42 \text{ KN}$; $M_{corres} = 3.35 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0053 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.30 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3.35 \times 10^{-3} + 633.42 \times 10^{-3} \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.174 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 633.42 \times 10^{-3}(0.57 - 0.03) - 0.174 = 0.168 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (0.55) \times (0.6) \times 18.48 = 1.084 \text{ MN.m}$$

Donc :

0.168 < 1.084 ⇒ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = 0.052 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.667 \\ z = 0.41 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 10.61 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -5.22 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend A = 0

Tableau 4.5 Sollicitations et ferrillages dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix Des barres
RDC	55*60	N _{max} ⇒ M _{cor}	2567.27	69.72	103.56	35,32	26.4	12HA20 = 37.70
		N _{min} ⇒ M _{cor}	-633.42	3.35		0		
		M _{max} ⇒ N _{cor}	756.08	139.75		15,92		
Etagé 1,2	55*55	N _{max} ⇒ M _{cor}	1987.57	10.57	146.61	25,38	24.2	4HA20+8HA16= 26.9
		N _{min} ⇒ M _{cor}	-228.57	4.193		0		
		M _{max} ⇒ N _{cor}	731.47	119.57		15,24		
Etagé 3,4	50*55	N _{max} ⇒ M _{cor}	1457.45	12.714	66.51	18,87	22	8HA14+4HA20= 24.89
		N _{min} ⇒ M _{cor}	-24.311	3.567		0		
		M _{max} ⇒ N _{cor}	682.81	95.16		13,39		
Etagé 5,6	50*50	N _{max} ⇒ M _{cor}	935.88	13.27	52.13	12,45	20	8HA14+4HA16= 20.36
		N _{min} ⇒ M _{cor}	-6.89	4.99		0		
		M _{max} ⇒ N _{cor}	412.37	72.24		9,26		
Etagé 7	45*50	N _{max} ⇒ M _{cor}	465.91	4.63	13.31	6,09	18	8HA14+4HA16= 20.36
		N _{min} ⇒ M _{cor}	-16.127	1.019		0		
		M _{max} ⇒ N _{cor}	192.06	55.37		5,5		
Etagé 8	45*45	N _{max} ⇒ M _{cor}	244.97	18.23	40.40	4,23	16.2	12HA14= 18.47
		N _{min} ⇒ M _{cor}	-11.31	5.025		0		
		M _{max} ⇒ N _{cor}	182.04	52.23		5,55		

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau

Tableau 4.6 ferrailage transversales des poteaux

Niveau	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7	Etage 8
Section	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45
ϕ_l^{min} (cm)	2	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4
lf(cm)	174.3	174.3	174.3	174.3	174.3	174.3
λ_g	2.90	3.17	3.17	3.48	3.48	3.87
V (KN)	103.56	146.61	66.51	52.13	13.31	40.40
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2.42	3.74	1.7	1.46	0.37	1.26
A_t^{min} (cm ²)	2.489	5.805	5.278	5.017	4.178	3.479
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10 = 4.71	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28

4.2.2. 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.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

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

$Br = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7 Vérification du flambement des poteaux.

Niv	h (m)	b (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)	Obs
RDC	0.6	0.55	1.743	10.96	0.83	37.70	0.3074	6997.27	2567.27	vérifiée
Etg1+2	0.55	0,55	1.743	10.96	0.83	26.9	0.2809	6226.95	1987.57	vérifiée

Etg3+4	0,55	0,50	1.743	12.06	0,83	24.89	0,2544	5651.18	1457.45	vérifiée
Etg5+6	0,50	0,50	1.743	12.06	0,83	20.36	0.2304	5069.76	935.88	vérifiée
Etg7	0.50	0.45	1.743	13.40	0.83	20.36	0.2064	4588.6	465.91	vérifiée
Etg 8	0.45	0.45	1.743	13.40	0.83	18.47	0.1849	4115.73	244.97	vérifiée

4.2.3. Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

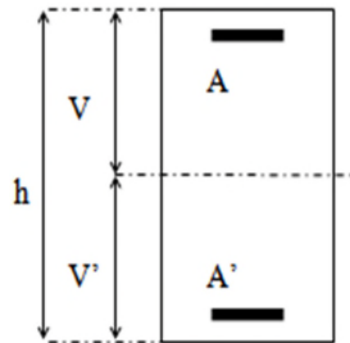
Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$



Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.8 Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC	1+2	3+4	5+6	7	8
Sections (cm ²)	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45
d (cm)	57	52	52	47	47	42
d' (cm)	3	3	3	3	3	3
A (cm ²)	18.85	13.45	12.445	10.18	10.18	9.23
A' (cm ²)	18.85	13.45	12.445	10.18	10.18	9.23
N _{ser} (KN)	1387.85	795.78	521.21	254.089	291.51	73.83
M _{ser} (KN.m)	26.43	29.062	27.29	28.38	21.076	31.13
V (cm)	30	27.5	27.5	25	25	22.5
V' (cm)	30	27.5	27.5	25	25	22.5
M _G ^{ser} (KN.m)	26.43	29.062	27.29	28.38	21.076	31.13

I_{yy} (cm ⁴)	1402249.5	1004752.9	917242.46	668646.93	616563.6	447009.97
S (cm ²)	3865.5	3428.5	3123.2	28054.4	2555.4	2301.9
σ_{bc1} (MPa)	4.15	3.11	2.48	1.51	1.99	1.89
σ_{bc2} (MPa)	3.02	1.52	0.85	-0.97	0.28	-1.25
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

4.2.4. Vérification des contraintes de cisaillements

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2),}$$

Avec :

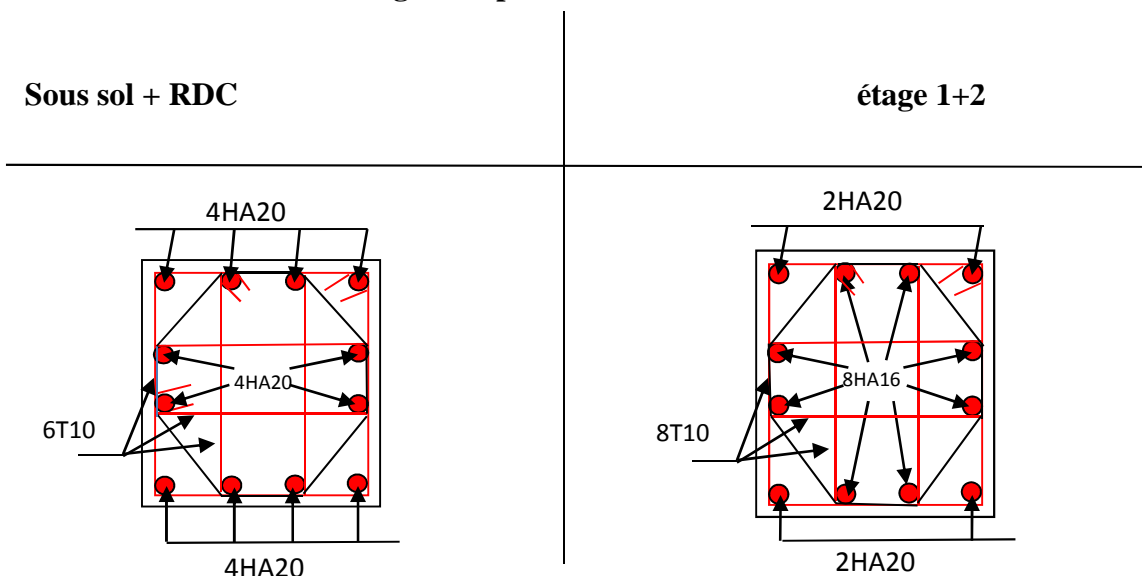
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

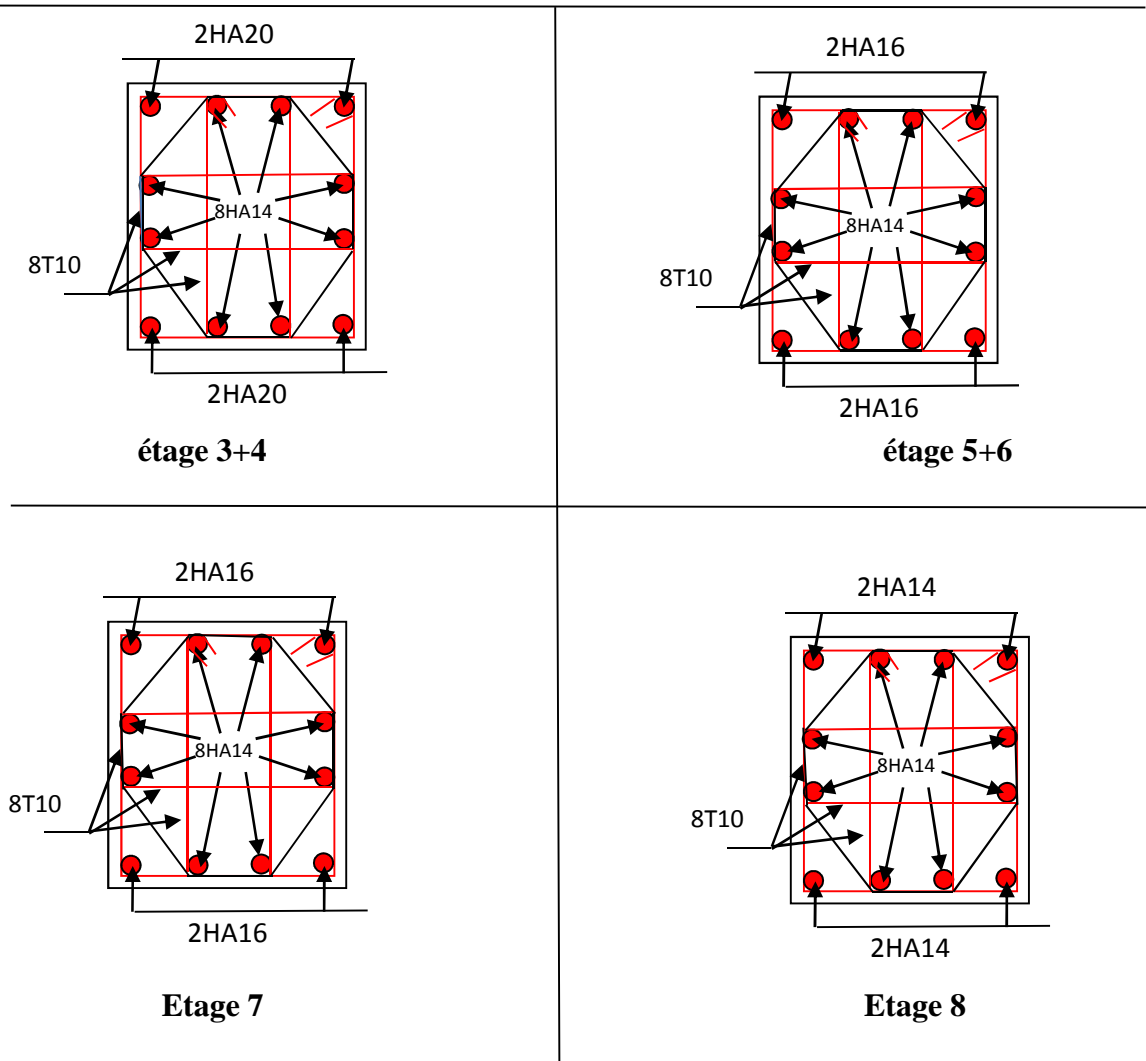
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
RDC	55*60	2.90	0.04	57	103.56	0.33	1	Vérifiée
Etage 1+2	55*55	3.17	0.04	52	146.61	0.51	1	Vérifiée
Etage 3+4	50*55	3.17	0.04	52	66.51	0.25	1	Vérifiée
Etage 5+6	50*50	3.48	0.04	47	52.13	0.22	1	Vérifiée
Etage 7	45*50	3.48	0.04	47	13.31	0.062	1	Vérifiée
Etage 8	45*45	3.87	0.04	42	40.40	0.21	1	Vérifiée

4.2.5. Schémas de Ferrailages des poteaux





4.2.5. Vérification de la zone nodale :

Pour éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux en tolérant leurs formation dans les poutres, il convient de vérifier que la somme des moments résistants ultimes des poteaux ou des montants aboutissant aux nœuds et au moins égale en valeur absolue à la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1.25.

Le **RPA99/version2003** (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

4.2.6. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) 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.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC	0,60	0,54	18.85	348	354.22
Etages 1+2	0,55	0,495	13.45	348	231.68
Etages 3+4	0,55	0,495	12.445	348	214.37
Etage 5+6	0,50	0,45	10.18	348	159.42
Etage 7	0,50	0,45	10.18	348	159.42
Etage 8	0,45	0,405	9.23	348	130.087

Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m)	A_s (m ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC+	P.P	0,45	0,405	8.04	348	113.31
Etages courants	P.S	0,4	0,36	9.24	348	115.75
	PP	0,45	0,405	8.04	348	113.31
Terrasse inaccessible	PS	0,4	0,36	6,16	348	77.17

Vérification des zones nodales (poutres principales)

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	231.68	354.22	585.9	113.31	113.31	283.27	vérifiée
1	231.68	231.68	463.36	113.31	113.31	283.27	vérifiée
2	214.37	231.68	446.05	113.31	113.31	283.27	vérifiée
3	214.37	214.37	428.74	113.31	113.31	283.27	vérifiée
4	159.42	214.37	373.79	113.31	113.31	283.27	vérifiée
5	159.42	159.42	318.84	113.31	113.31	283.27	vérifiée
6	159.42	159.42	318.84	113.31	113.31	283.27	vérifiée
7	130.08	159.42	289.5	113.31	113.31	283.27	vérifiée
8	130.08	130.08	260.16	113.31	113.31	283.27	Non vérifiée

Vérifications des zones nodales (poutres secondaires)

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	231.68	354.22	585.9	115.75	115.75	289.37	vérifiée
1	231.68	231.68	463.36	115.75	115.75	289.37	vérifiée
2	214.37	231.68	446.05	115.75	115.75	289.37	vérifiée
3	214.37	214.37	428.74	115.75	115.75	289.37	vérifiée
4	159.42	214.37	373.79	115.75	115.75	289.37	vérifiée
5	159.42	159.42	318.84	115.75	115.75	289.37	vérifiée
6	159.42	159.42	318.84	115.75	115.75	289.37	vérifiée
7	130.08	159.42	289.5	115.75	115.75	289.37	vérifiée
8	130.08	130.08	260.16	115.75	115.75	289.37	Non vérifiée

5.4. Etude des voiles :

5.4.1 Définition :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions plus grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l, a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

5.4.2. Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \textcircled{1}$
- $G + Q \pm E \dots \dots \dots \textcircled{2}$
- $0,8G \pm E \dots \dots \dots \textcircled{3}$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \Rightarrow M_{corr} \dots \dots A_1 \\ N_{min} \Rightarrow M_{corr} \dots \dots A_2 \\ M_{max} \Rightarrow N_{corr} \dots \dots A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

5.4.3. Recommandation du RPA99 version 2003 :

- **Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

- l_t : longueur de la zone tendue,
- e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/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).

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 1:Sollicitations dans le voile du RDC **Vy2.7**.

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1115,296	15,597	736,775	719,593	504,238	729,6557	-296.3561
1^{er}, 2^{ième} étage	1023,24	-2,9106	-462,7967	650,996	453,716	33,6007	264,6344
3^{ième}, 4^{ième}	819,7288	-164,4581	-167,7823	661,713	214,9825	156,4459	188,7466
5^{ième}, 6^{ième}	641,1856	-125,9968	-128,8443	529,957	83,3095	121,1231	138,5187
7^{ième}, 8^{ième}	360,3833	-182,6891	-182,6891	360,383	16,7175	165,0201	73,4084

5.4.4. Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fera sous N et M, à la flexion composée pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

5.4.4.1. Exemple de calcul :

- Sous N_{max} et M_{cor} :

1) Armatures verticales :

Données :

$N_{max} = 1115.296 \text{KN (Compression)}$, $M_{cor} = 15.597 \text{KN.m. (Combinaison ELU)}$

$L = 2.7 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$; $d = 2.67 \text{ m}$; $d' = 0.03 \text{ m}$.

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{15.597}{1115.296} = 0.014 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{2.7}{2} = 1.35 \text{ m} \implies$ Le centre de pressions est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

(a) ≤ (b)..... (1)

(a) = $(0,337 \times l - 0,81 \times d')$ e × l × $f_{bu} = 6.63 \text{ MN.m}$

$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 15.597 + 1115.296 \times \left(2.67 - \frac{2.70}{2} \right) = 1.487 \text{ MN.m}$

(b) = $Nu (d - d') - M_{UA} = 1.457 \text{ MN.m}$

\implies (1) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à La flexion simple.

$\mu_{bu} = 0,075 < \mu_l = 0,391 \implies f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

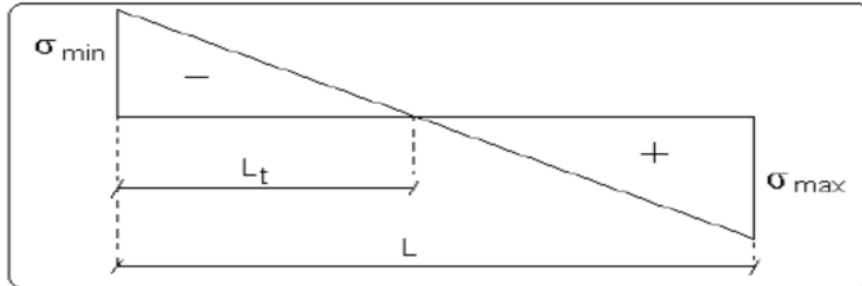
$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.097$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.67(1 - 0.4 \times 0.097) = 2.57 \text{ m}$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.48779}{2.57 \times 400} = 14.49 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -13.39 \text{ cm}^2 < 0 \implies A=0$$

Détermination de la longueur de la partie tendue :



$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1115.296 \times 10^{-3}}{2.7 \times 0.15} + \frac{15.5979 \times 10^{-3}}{0.246} \times 1.35 = 2.84 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1115.296 \times 10^{-3}}{2.7 \times 0.15} - \frac{15.5979 \times 10^{-3}}{0.246} \times 1.35 = 2.67 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$l_t = 1.31 \text{ m}$$

2) Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 295.9281 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.67} = 1.034 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_h \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_h \leq 22.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_h = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{1.034 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.97 \text{ cm}^2 .$$

- Sous N_{min} et M_{cor} :

1) Armature verticale :

Données :

$$N_{min} = 504,238 \text{ KN} \quad ; \quad M_{cor} = 729,6557 \text{ KN.m}$$

$$l = 2.7 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 2.67 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m} .$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{729,6557}{504,238} = 1.45 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{2.7}{2} = 1.35 \text{ m}$$

⇒ N Effort de compression et c le centre de pression est à l'extérieur de la section.
 Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 729,6557 + 504,238 \times \left(2.67 - \frac{2.70}{2}\right) = 1395.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1395,25 \times 10^{-3}}{0.15 \times (2.67)^2 \times 18.48} = 0.071 .$$

$$\mu_{bu} = 0,071 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.092$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.67(1 - 0.4 \times 0.092) = 2.57 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1395.25 \times 10^{-3}}{2.57 \times 400} = 13.57 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 13.57 \times 10^{-4} - \frac{504,238 \times 10^{-3}}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et courante) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{504.238 \times 10^{-3}}{2.7 \times 0.15} + \frac{729,655 \times 10^{-3}}{0.246} \times 1.35 = 5.25 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{504.238 \times 10^{-3}}{2.7 \times 0.15} - \frac{729,655 \times 10^{-3}}{0.246} \times 1.35 = -2.76 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailé symétriquement.

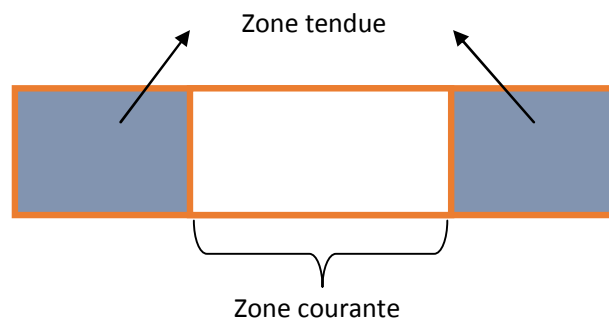


Figure 1: Zone tendue et courante dans les voiles

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.76 \times 2.7}{2.76 + 5.25} = 0.93 \text{ m} \\ l_c = 2.7 - 2 \times 0.93 = 0.84 \text{ m} \end{cases}$$

Vérifications :

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 93) = 2.79 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 84) = 1.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile :

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 270) = 6.075 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales Et horizontales du voile Vy2.7 dans les autres niveaux :

Tableau 2:Ferraillage du voile Vy2.7

Section	Voile Vy2.7				
	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8
l(m)	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	1115,296	1023,24	819,7288	641,1856	360,3833
M(KN.m)	15,597	-2,9106	-164,458	-125,996	-182,689
d (m)	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67
V(KN)	-296.3561	188,7466	188,7466	138,5187	73,4084
τ (MPa)	1.034	0.659	0.659	0.484	0.256
τ̄ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	15.77	0	0	0
A^{min}(cm²)	6.075	6.075	6.075	6.075	6.075
I(m⁴)	0.246	0.246	0.246	0.246	0.246
v(m)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
σ₁ (MPa)	2.84	2.51	1.35	0.89	-0.112
σ₂ (MPa)	2.67	2.54	2.69	2.09	1.63
l_t (m)	1.31	1.34	0.9	0.8	0.173
l_c (m)	0.08	0.016	0.89	1.09	2.35
A^{min}_{tendu} (cm²)	3.93	4.02	2.7	2.4	0.519
A^{min}_{courant} (cm²)	0.12	0.024	1.34	1.64	3.5
S_tl(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A^{adopté}_{v/face}	14HA10	12HA14	14HA10	14HA10	14HA10
S_t t(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A^{cal}_h (cm²)	0.97	0.62	0.62	0.45	0.24
A^{adopté}_h	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 3: Ferrailage du voile Vy1.5.

Voile Vy1.5					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8
l(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	672,1465	619,6439	504,2001	378,2708	217,5135
M(KN.m)	-5,0027	21,4701	9,6589	-25,415	-50,9755
d (m)	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47
V(KN)	-3,2483	-25,4403	-19,595	35,9707	23,2147
τ (MPa)	0.0206	0.16	0.124	0.228	0.147
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	0	0	0	0
A^{min}(cm²)	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
I(m⁴)	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
v(m)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
σ_1 (MPa)	2.89	3.14	2.41	2.14	1.88
σ_2 (MPa)	3.08	2.37	2.068	1.23	0.056
l_t (m)	0.48	0.85	0.69	0.55	0.043
l_c (m)	0.53	-0.21	0.12	0.404	1.41
A_{tendu}^{min} (cm²)	1.44	2.55	2.07	1.65	0.129
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	0.788	0.315	0.18	0.606	2.12
$S_t l$(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t t$(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal}(cm²)	0.0193	0.15	0.116	0.214	0.138
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 4: Ferrailage du voile Vy1.95

Voile Vy1.95					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8
l(m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	1402,6709	1175,663	906,6811	754,8179	342,0703
M(KN.m)	-368,2869	38,3314	22,608	32,5366	-1,3189
d (m)	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92
V(KN)	259,0838	-7,4325	-19,8883	-26,1045	-15,1107
τ (MPa)	1,377	0.036	0.0966	0.126	0.073
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	0	0	0	0

$A^{min}(cm^2)$	4.3875	4.3875	4.3875	4.3875	4.3875
$I(m^4)$	0.092	0.092	0.092	0.092	0.092
$v(m)$	0.975	0.975	0.975	0.975	0.975
$\sigma_1(MPa)$	8.66	4,42	3,95	2,92	1,18
$\sigma_2(MPa)$	0.93	3,61	-3,79	2,23	1,15
$l_t(m)$	0.189	0,87	0,95	0,84	0,96
$l_c(m)$	1.57	0,19	0,038	0,25	0,023
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0.567	2,63	2,86	2,53	2,89
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	2.36	0,29	0,058	0,38	0,034
$S_t l(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_h^{cal}(cm^2)$	4.566	0.0337	0.091	0.118	0.068
$A_h^{adopté}$	4HA14	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 5: Ferrailage du voile Vy3.29.

Voile Vy3.29					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8
l(m)	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	1362,108	1276,8796	976,5075	793,0963	445,0335
M(KN.m)	220,0648	207,3609	137,2783	109,7058	53,070
d(m)	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26
V(KN)	-3,3894	-5,605	10,4767	14,3935	22,9384
τ (MPa)	-0,01068	-0,0176	0,033	0,0453	0,0723
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	7,4025	7,4025	7,4025	7,4025	7,4025
$I(m^4)$	0.445	0.445	0.445	0.445	0.445
$v(m)$	1.645	1.645	1.645	1.645	1.645
$\sigma_1(MPa)$	3,57	3,35	2,486	2,0125	1,0979
$\sigma_2(MPa)$	1,94	1,82	1,471	1,202	0,705
$l_t(m)$	1,16	1,157	1,223	1,230	1,287
$l_c(m)$	0,96	0,974	0,843	0,829	0,715
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	3,481	3,473	3,669	3,69	3,861
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	1,454	1,461	1,265	1,245	1,073
$S_t l(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10
$S_t t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.01	0.0165	0.031	0.043	0.0684
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 6: Ferrailage du voile Vx1.5.

Voile Vx1.5					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8
l(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	1053,6733	951,1581	735,7617	485,5594	233,559
M(KN.m)	5,9723	2,2736	6,5894	2,9786	11,7159
d (m)	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47
V(KN)	5,0801	-6,489	-2,6758	1,9458	4,049
τ (MPa)	0,035	-0,0448	-0,0184	0,01345	0,02799
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	0	0	0	0
A^{min}(cm²)	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375
I(m⁴)	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
v(m)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
σ_1 (MPa)	5,626	4,267	3,387	3,323	1,2463
σ_2 (MPa)	3,739	4,186	3,152	3,217	0,8297
l_t (m)	0,598	0,7428	0,723	0,737	0,599
l_c (m)	0,302	0,0143	0,0537	0,0242	0,3009
A_{tendu}^{min} (cm²)	1,7966	2,228	2,169	2,213	1,7985
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	0,453	0,0215	0,0806	0,0364	0,4514
$S_t l$(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t t$(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal}(cm²)	0.033	0.042	0.0173	0.0126	0.0262
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 7:Ferraillage du voile Vx2.

Voile Vy2					
Section	RDC	Etage 1+2	Etage 3+4	Etage 5+6	Etage 7+8
l(m)	2	2	2	2	2
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	1410,569	1300,7776	1033,6958	730,749	394,3272
M(KN.m)	53,8283	27,886	28,5187	31,4153	41,1733
d (m)	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97
V(KN)	-22,6547	-7,643	-2,7138	5,3043	6,258
τ (MPa)	-1,1746	-0,0396	-0,01407	0,0275	
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	15.033	0	0	
A^{min}(cm²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
I(m⁴)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
v(m)	1	1	1	1	1

σ_1 (MPa)	5,240	4,614	3,730	2,749	1,726
σ_2 (MPa)	4,163	4,057	3,160	2,121	0,902
l_t (m)	0,885	0,935	0,917	0,871	0,686
l_c (m)	0,228	0,128	0,165	0,257	0,626
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2,656	2,807	2,751	2,613	2,0602
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0,343	0,192	0,248	0,386	0,939
$S_t l$ (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	9HA10	6HA12+8HA12	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1.101	0.037	0.0131	0.0257	0.0304
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

❖ Exemple de schéma de ferrailage de voile Vx2.7 de RDC :

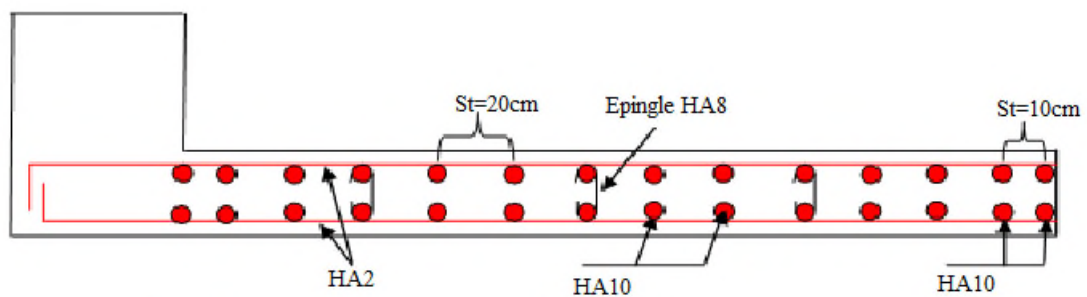


Figure 2: Schémas de ferrailage du voile Vy2.7

5.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont Transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux) .

5.2. Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ ELU \\ ELS \end{array} \right.$$

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.0bar pour une profondeur d'ancrage de 6 m.

5.3. Choix du type de fondation :

5.3.1. Vérification de la semelle isolée :

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS V16**.

$N = 1776.45 \text{ KN}$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2.0 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1776.46 \times 0.55}{200 \times 0.6}} \Rightarrow B \geq 2.85 \text{ m}$$

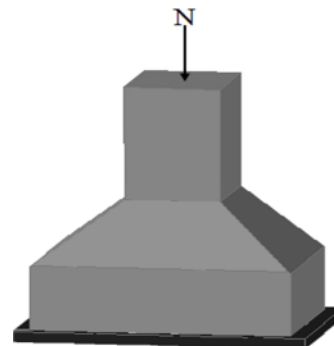


Figure 1: Vu en 3D d'une Semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 1.68 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

5.3.2. Vérification de la semelle filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS V16**, pour tiré les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 1: Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files	1	2	3	4	5	6
La somme (KN)	1679.9362	1419.7856	1639.8344	2565.2649	1835.3262	1645.8711

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 5 est la plus sollicitée.

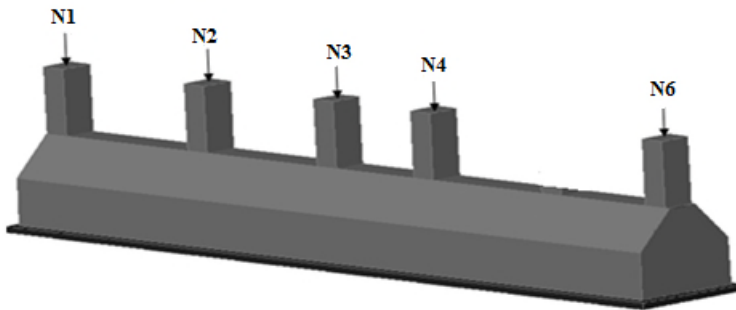


Figure 2: Vu en 3D d'une semelle

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : L = 17.84 m ; N = 107860.0184 KN ; $\sigma_{sol} = 200$ KPa

On a:

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{107860.0184}{200 \times 17.84} \Rightarrow B \geq 3.023 \text{ m}$$

Remarque :

Il est impossible d'adopter ce type de semelle car leur largeur minimale (3.023m) est trop proche des entraxes (entre axe minimal = 1.68 m).d'où la difficulté de réaliser les fouilles nécessaire a ces semelles.

5.3.3. Radier général nervuré :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

5.3.3.1. Pré dimensionnement :

Condition de coffrage :
$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 5.70$ m).

Donc :
$$\begin{cases} h_r \geq \frac{570}{20} = 28.50 \text{ cm} & \text{on prend } h_r = 30 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{570}{10} = 57 \text{ cm} & \text{on prend } h_t = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :
$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7$ KN/m³).

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :
$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.70)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 86.54 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 90$ cm

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.90)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.74 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.70 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.74 = 5.86 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la surface du radier :

On a : $N = 38714.1546$ KN

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{38714.1546}{200} = 193.57 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{radier} = S_{batiment} = 332.1717 \text{ m}^2$

5.3.3.2. Vérifications nécessaires :

➤ **Vérifications des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2$ MPa

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.1885 \text{ m} \\ Y_G = 8.4327 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_x = 5753.1896 \text{ m}^4 \\ I_y = 15204.0596 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{38714.15}{332.17} + \frac{3486.5927}{5753.1896} \times 8.4327 = 0.122 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{38714.15}{332.17} - \frac{3486.5927}{5753.1896} \times 8.4327 = 0.111 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.122 + 0.111}{4} = 0.119 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{38714.15}{332.17} + \frac{47657.97}{5204.0596} \times 11.1885 = 0.219 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{38714.15}{332.17} - \frac{47657.97}{5204.0596} \times 11.1885 = 0.014 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.219 - 0.014}{4} = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{53017.77 \times 5.70}{2 \times 332.17} = 454.89 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{454.89 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.182 \text{ m}$$

On prend : $d = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : effort normale.

h_t : hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×60) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A \times B)$

Tel que :

$$\{ A = a + h_t = 0.55 + 0.90 = 1.45 \text{ m}$$

$$\{ B = b + h_t = 0.6 + 0.90 = 1.50 \text{ m}$$

Soit : $U_c = 5.90 \text{ m}^2$ et $N_d = 53017.77 \text{ KN}$

$$N_d = 53.017 \text{ MN} < 0.045 \times 5.90 \times 0.90 \times \frac{25}{1.5} = 3.9825 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

Donc, il y'a un risque de poinçonnement.

Alors on va redimensionner la section de radier.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = (3.23) + 0.90 = 4.13 \text{ m}$)

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = \text{m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 34694.5927 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4.13 \times 332.17 \times 10 = 15776.414 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X**

$$e = \frac{34.8659}{38.714} = 0.9 < \frac{26.03}{4} = 6.507 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{47.6575}{38.714} = 1.23 < \frac{15.4}{4} = 3.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

5.4. Ferrailage du radier :

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **A L'ELU:**

On a: $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} * 1.35 G_0$

• **Calcul du poids propre du radier**

$$G_0 = 25 * 0.30 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$q_u = \frac{53017.7765}{332.17} + 1.35 * 7.5 = 169.74 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

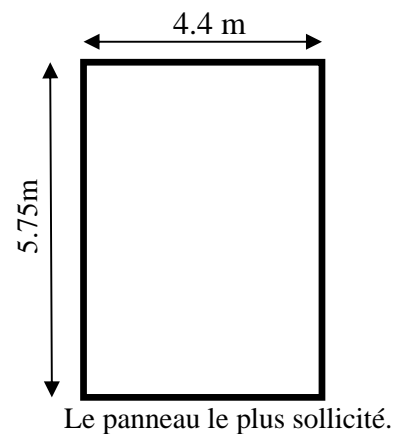
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.4}{5.75} = 0.76 > 0.4 \implies \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\text{D'où : } \rho = 0.76 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0608 \times 169.74 \times 4.4^2 = 199.79 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5274 \times 199.79 = 105.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés**



$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 169.82 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 89.56 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -99.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × h)

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_c = 400 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm}.$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2: ferrailage de radier

Localisation		M _t (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	169.82	19.86	10HA16=20.11	10
	y-y	89.56	9.98	9HA12=10.18	10
Appui		-99.89	11.20	8HA14=12.32	10

Condition de non fragilité

On a: $\begin{cases} \rho = 0.76 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.76}{2}\right) \times 0.3 \times 1 = 2.68 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

en appuis $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.02 \text{ cm}^2$

➤ **Effort tranchant :**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{169.74 \times 4.4}{2} \times \frac{(5.75)^4}{(5.75)^4 + (4.4)^4} \Rightarrow V_x = 278.08 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{169.74 \times 5.75}{2} \times \frac{(4.4)^4}{(5.75)^4 + (4.4)^4} \Rightarrow V_y = 124.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{278.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.11 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

➤ **V\u00e9rifications \u00e0 l'ELS**

On a: $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0$

Donc : $q_s = \frac{34694.5927}{332.17} + 7.5 = 111.95 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

: $\rho = 0.76 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = 145.65 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 95.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 123.80 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 81.46 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -72.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Tableau 3: Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	123.80	25.89	578833.74	5.54 < 15	vérifiée	356.11 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	81.46	24.96	37609.13	6.85 < 15	vérifiée	540.62 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-72.83	12.39	102846.44	8.77 < 15	vérifiée	592.52 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau 4: Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β	A	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	123.8	0.0084	0.39	24.14	8HA20=25.13	10
	y-y	81.46	0.0055	0.31	16.68	10HA16=20.11	10
Appui		-72.83	0.0049	0.29	14.81	8HA16=16.08	12

➤ Schéma de ferrailage :

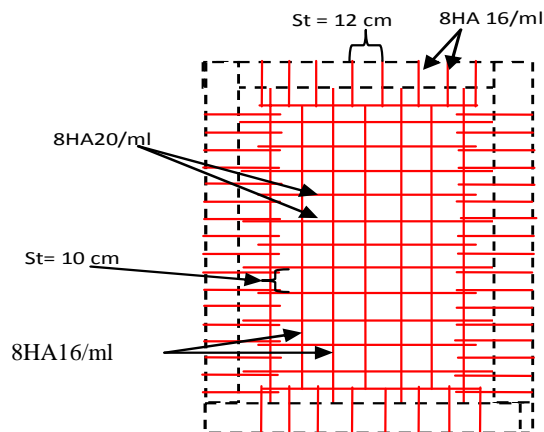


Figure 3: schémas de ferrailage du radier

5.5. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres en sections T é renversé servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par équivalentes uniformément réparties comme indiqué sur la figure suivante :

5.5.1. Méthode de calcul :

- Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

- Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

5.5.2. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

- Sens X-X :



Figure 4:répartition des charges selon sens x-x

Sens Y-Y :



Figure8:répartition des charges selon sens y-y

Calcul de chargement

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 53017.7765 - 1.35 \times 2491.275 = 49654.55 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 38714.1546 - 2491.275 = 36222.8796 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{49654.55}{332.17} = 149.48 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{36222.8796}{332.17} = 109.05 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

5.5.3. Exemple de calcul :

Travée AB :

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} q_m^u = 368.72 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 268.99 \text{ KN/m} \\ q_v = 276.54 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5: Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	368.72	268.99	276.54
BC	368.72	268.99	276.54
CD	478.34	348.96	358.75

Tableau 6: Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	328.86	239.91	246.64
BC	368.72	268.99	276.54
CD	573.01	313.52	429.76

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc :

$$P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.6 \times 0.90 \times 25 = 18.225 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.6 \times 0.90 \times 25 = 13.5 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau 7: Les sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.7	368.72	276.54	-38.36	-579.07	1.41	471.53	671.646	-1002.54
BC	3.7	368.72	276.54	-579.07	-981.44	1.51	-33.98	-1002.5	1352.48
CD	4.8	478.34	358.75	-981.44	-38.36	2.82	930.59	1352.48	-943.549

➤ **L'ELS**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau 8: Les sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	3.7	268.99	-25.05	-422,447	1.404	343.995
BC	3.7	268.99	-422,447	-715,984	1.51	-24.792
CD	4.8	348.96	-715,984	-25.05	2.827	678.893

Sens Y-Y

✓ **A l'ELU**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau 9: Les sollicitations à l'ELU sens Y-Y

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.3	328.86	246.64	-30.52	-666.283	1.29	482.439	743.563	-1147.37
BC	3.7	368.72	276.54	-666.283	-1672.117	1.37	-124.15	-1147.3	1838.207
CD	5.75	573.01	429.76	-1672.117	-92.66	3.83	1605.87	1838.20	-1356.601

✓ **A l'ELS**

Tableau 10: Les sollicitations à l'ELS sens Y-Y

Travées	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
AB	3.3	239.91	-22.26	-364.554	1.298	263.965
BC	3.7	268.99	-364.554	-914.89	1.376	-67.929
CD	5.75	313.52	-914.89	-67.60	3.383	878.648

5.6.4.Ferraillage des nervures :

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple.

- **Détermination de la largeur b selon les deux sens**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.90 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.6 \text{ m} ; d = 0.85 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.7}{2}; \frac{3}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(1.85; 0.3) = 0.3 \text{ m}$$

Donc : b = 1.20 m = 120 cm

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.3}{2}; \frac{1.68}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(2.35; 0.28) = 0.28 \text{ m}$$

Donc : b = 0.936 m = 93.6 cm

Les résultats de ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 11: Calcul des ferraillages

Localisation	M _u KN.m	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix des barres	
x-x	travée	930.59	31.57	12.32	10HA20=34.42 cm ²
	appui	-981.44	34.62	12.32	9HA25=44.18 cm ²
y-y	travée	1605.87	53.76	10.06	12HA25=58.91 cm ²
	appui	1.672	57.59	10.06	12HA25=58.91 cm ²

- **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{1352.48 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.85} = 1.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1838.207 \times 10^{-3}}{0.94 \times 0.85} = 2.3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{1352.48 \times \left(\frac{1.2-0.6}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.85 \times 0.3 \times 1.2} = 1.47 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1838.207 \times \left(\frac{0.94-0.6}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.85 \times 0.3 \times 0.94} = 1.45 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau 12: Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq$ $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	678.893	23.08	2471314.89	6.34 < 15	vérifiée	255.15 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-715.98	25.61	35733729.6	7.25 < 15	vérifiée	300.58 > 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	878.648	28.77	3536910.93	7.96 < 15	vérifiée	285.79 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-914.89	28.77	3536910.93	7.44 < 15	vérifiée	290.99 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau 13: Le calcul des armatures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres (cm ² /ml)
x-x	travée	678.893	3.88	0.264	45.63	10HA25=49.09
	appui	-715.98	4.09	0.271	48.32	6HA25+4HA25=49.08
y-y	travée	878.648	5.92	0.326	55.52	6HA25+6HA25=58.9
	appui	-914.89	6.17	0.333	58.05	12HA25=58.91

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max}\right] \leq 32 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} 1 - S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2 - S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 78.5 \text{ cm} \\ 3 - S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 27.55 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de peau :

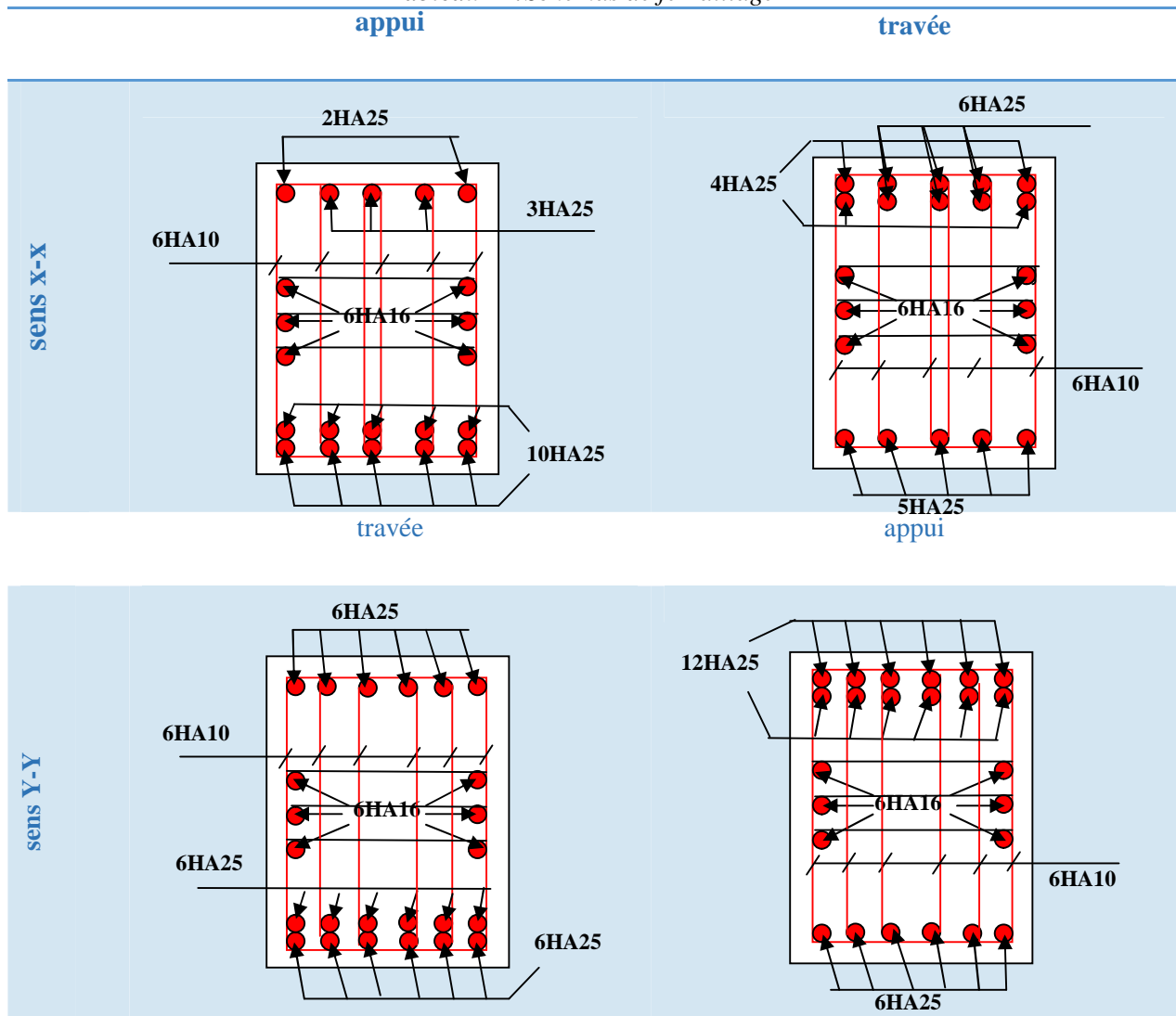
Vu la hauteur des nervures il est préconisé de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (60 \times 90) = 10.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ Schémas de ferrailage

Tableau 14: Schémas de ferrailage



5.7. Etude de voile périphérique :

5.7.1. Introduction :

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

5.7.2. Dimensionnement des voiles :

$$\begin{cases} \text{hauteur } h = 2.83 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 5.70 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

5.7.3. Caractéristiques du sol :

$$\begin{cases} \text{poids spécifique : } \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.82 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 10.02^\circ \end{cases}$$

5.7.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.83 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10.02}{2} \right) - 2 \times 0.82 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10.02}{2} \right) \Rightarrow G = 38.45 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10.02}{2} \right) - \frac{2 \times 0.82}{20 \times 2.83} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10.02}{2} \right) \Rightarrow Q = 7.012 \text{ KN/m}^2$$

5.7.5. Ferrailage du voile périphérique :

Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- ✓ **A l'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 7.012 = 10.52 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 38.45 + 1.5 \times 7.012 = 62.43 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 62.43 + 10.52}{4} = 49.45 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 49.45 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 2.83 \text{ m} \\ l_y = 5.70 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.83}{5.75} = 0.49 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

- ✓ **Calcul des moments isostatiques**

On a :

$$\rho = 0.49 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.098 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.098 \times 49.45 \times 2.83^2 = 38.81 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.2500 \times 38.81 = 9.703 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 38.81 = 32.99 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 9.703 = 8.25 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 38.81 = -19.405 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e) m².

Les résultats de calcul de ferrailage sont dans le suivant :

Tableau 15: Le calcul de ferrailage.

localisation		M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travées	X-X	32.99	0.103	0.136	0.14	6.58	2	6HA12 = 6.79
	Y-Y	8.25	0.025	0.0327	0.15	1.6	2	4HA8 = 2.01
Appui		-19.405	0.061	0.078	0.15	3.34	2	3HA12 = 3.39

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Les Vérifications :**

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

On a: $\begin{cases} \rho = 0.49 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.49) \times 100 \times 20 = 2.008 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{49.45 \times 2.83}{2} \times \frac{(5.70)^4}{(5.70)^4 + (2.83)^4} = 65.96 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{49.45 \times 5.70}{2} \times \frac{(2.83)^4}{(5.70)^4 + (2.83)^4} = 8.07 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{65.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **A P'ELS**

➤ **Calcul des moments**

On a : $\rho = 0.49 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1013 \\ \mu_y = 0.3580 \end{cases}$

Soit : $\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 38.45 + 7.012 = 45.46 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 7.012 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Donc :
$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 45.46 + 7.012}{4} = 35.85 \frac{KN}{m^2} \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 ml = 35.85 KN/m \end{cases}$$

➤ Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1013 \times 35.85 \times 2.89^2 = 30.33 KN.m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3580 \times 30.33 = 10.86 KN.m \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 30.33 = 25.78 KN.m \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 10.86 = 9.23 KN.m \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 30.33 = -15.17 KN.m \end{cases}$$

➤ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau 16: Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs	
Travée	x-x	25.78	4.6	11498.1	10.31 < 15	vérifiée	349.77 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	9.23	2.72	5217.36	6.48 < 15	vérifiée	325.86 > 201.63	N.vérifiée
Appui	-15.17	3.34	8152.15	6.017 < 15	vérifiée	325.46 > 201.63	N.vérifiée	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

• Les armatures à l'ELS :

Tableau 17: Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nbr de barres	S _t	
Travée	x-x	25.78	5.682	0.319	9.01	9.05	8HA12	12
	y-y	9.23	2.035	0.191	3.25	4.52	4HA12	25
Appui	-15.17	3.345	0.245	5.46	5.65	5HA12	20	

➤ Schémas Ferrailage du voile périphérique :

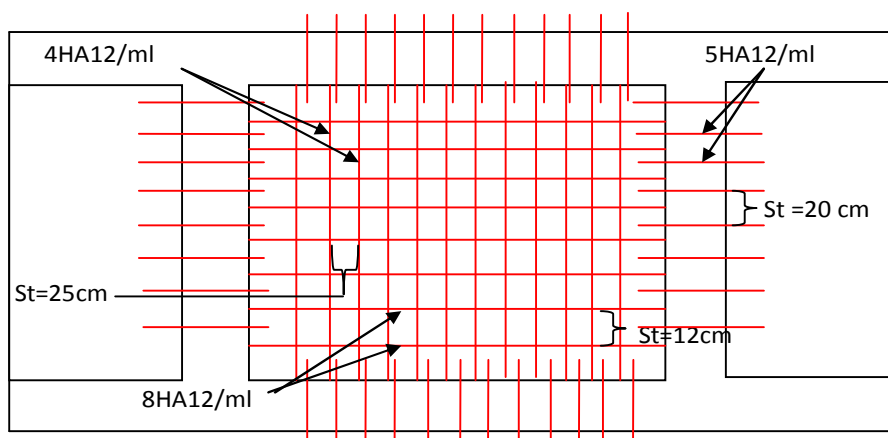


Figure 5: schémas de Ferrailage du voile périphérique.

➤ Conclusion

Au terme de ce chapitre ; un type de fondation a été choisi pour notre structure ce choix s'est effectué en respectant les critères de résistance , facilité d'exécution et de la stabilité de l'ouvrage .Le type de fondation choisi est un radier, ce dernier a été étudié et ferrailé

Notre structure ayant un sous-sol ; un voile périphérique est prévu, ce dernier a été étudié et ferrailé.

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS, autocad etc. Les points important tirés de cette étude sont :

- 1.** La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- 2.** La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- 3.** Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 4.** La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 5.** Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Bibliographie

- ❖ **Le CBA93** : (Code De Béton Armé).[1]
- ❖ **Le RPA 99 révisée 2003** : (Règlement Parasismique Algérien).[2]
- ❖ **Le BAEL 91 modifiées 99** : (Béton Armé Aux Etats Limites). Edition Eyrolles,
Troisième édition 2000.[3]
- ❖ **DTR-BC2.2** : (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges, Edition CGS,
Octobre 1988.). [4]
- ❖ **DTR-BC2.331** : (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).[5]
- ❖ Mémoires de fin d'étude.[6]

Annexe I

VII. CONCLUSION

Le projet concerné par l'étude est situé sur un terrain doté d'une pente faible à moyenne, il est limité au Nord par les lot N° 159 et lot 160, au Sud par une piste menant vers la RN12, à l'Est par les lot N° 161 et lot 307 et à l'Ouest par le lot N° 163.

Le sous-sol du site est constitué par des :

- Argiles limoneuses
- Argiles marnieuses gravo-caillouteuses,
- Marnes gréseuses légèrement argileuses associées à des débris de marnes compactes.

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées et les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à **1.50m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible de **1.60 bars**

Afin d'assurer la stabilité des fondations et de l'ensemble du versant, il y'a lieu:

- D'opter pour des terrassements en gradin.
- Réaliser des dispositifs de confortements des talus.
- D'effectuer un bon système de drainage des eaux pluviales.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisé en 2003, la région de Bejaia est classée en zone **Ila**, de sismicité moyenne, d'où Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols présentent une faible agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure

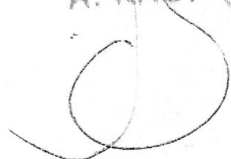
Ingénieur Chargé De L'étude

L.BENMEZIANE



Le Directeur

Chief Service de Labo
A. KACI



Annexe II

Valeurs de μ_x et μ_y pour le calcul des dalles pleines

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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 III

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Tableau des Armatures

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	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	14.7	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

Annexe V

Caractéristiques générales													
Disposition		en barrière pour les dispositions en barrière, consulter la table T31				Alimentation				collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)			
Nombre de faces de service		simple accès				Pentes isométriques							
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre mètre	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					ln	ld	ln	ld					
355	380	180	380	200	120 x 100	36	94	21	54	28	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	48	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1300
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1300
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	16000	4000
590		260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	16000	4000

Annexe VI

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

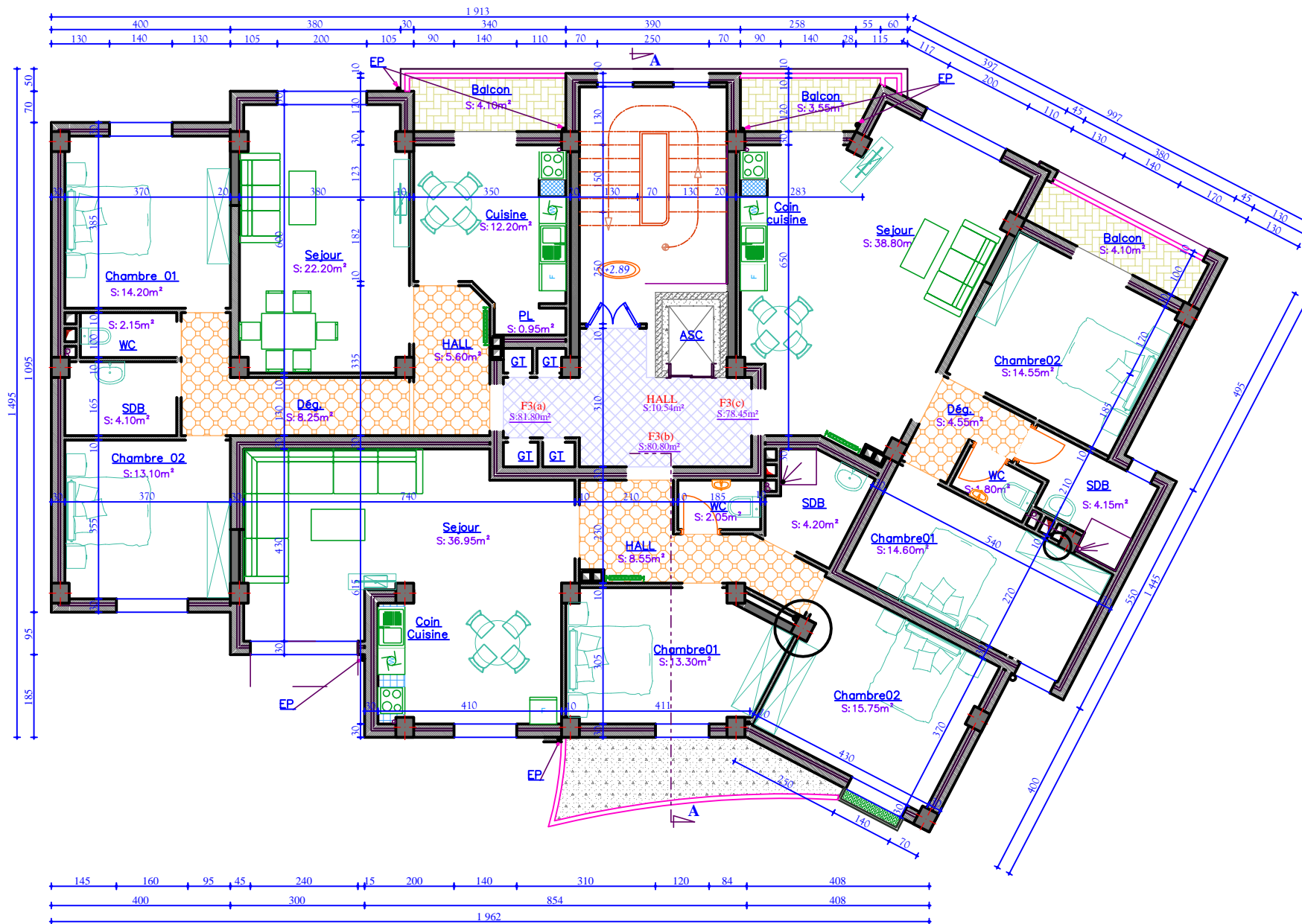
$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

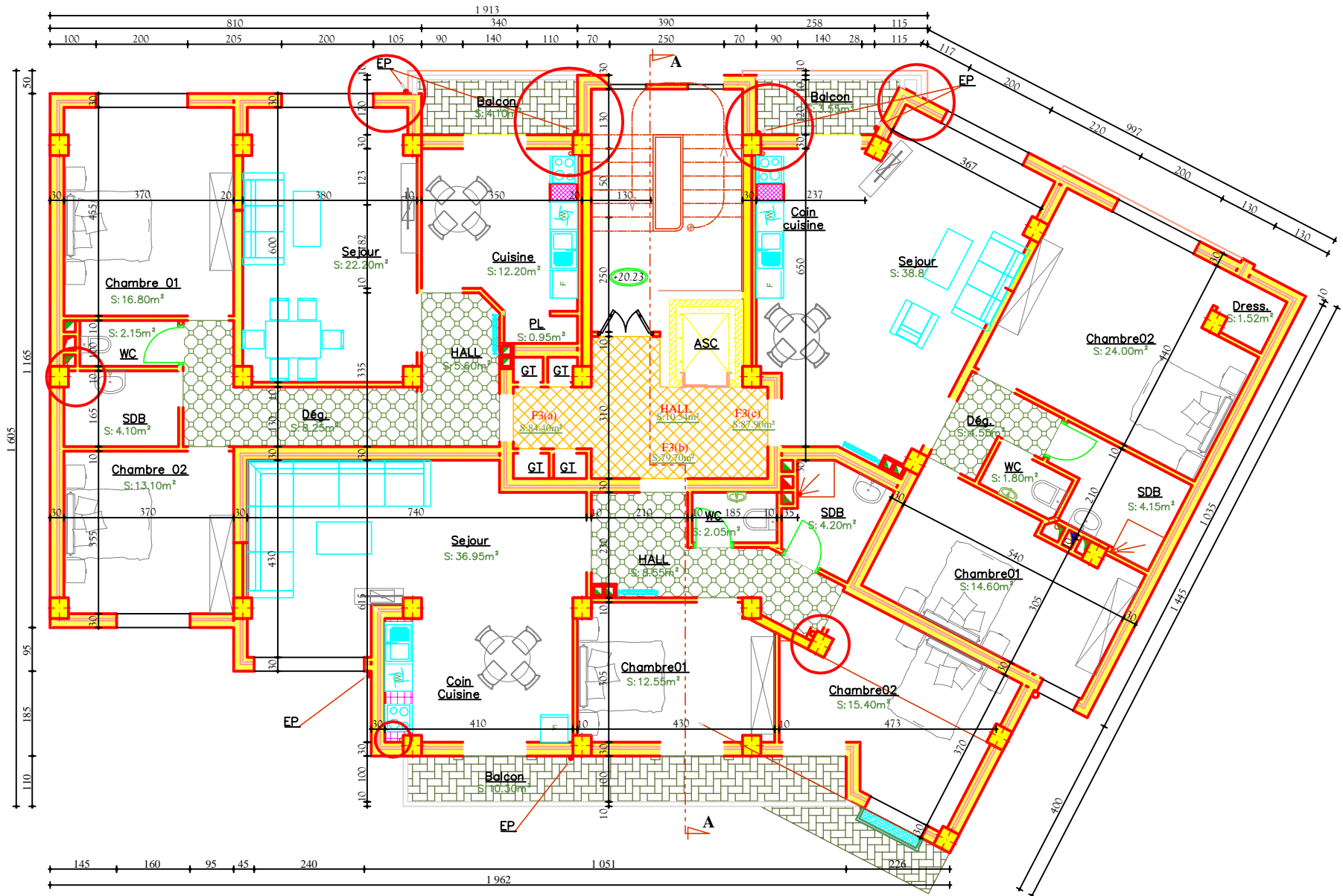
$$\rho = 0.8$$

$\rho = 0.8$

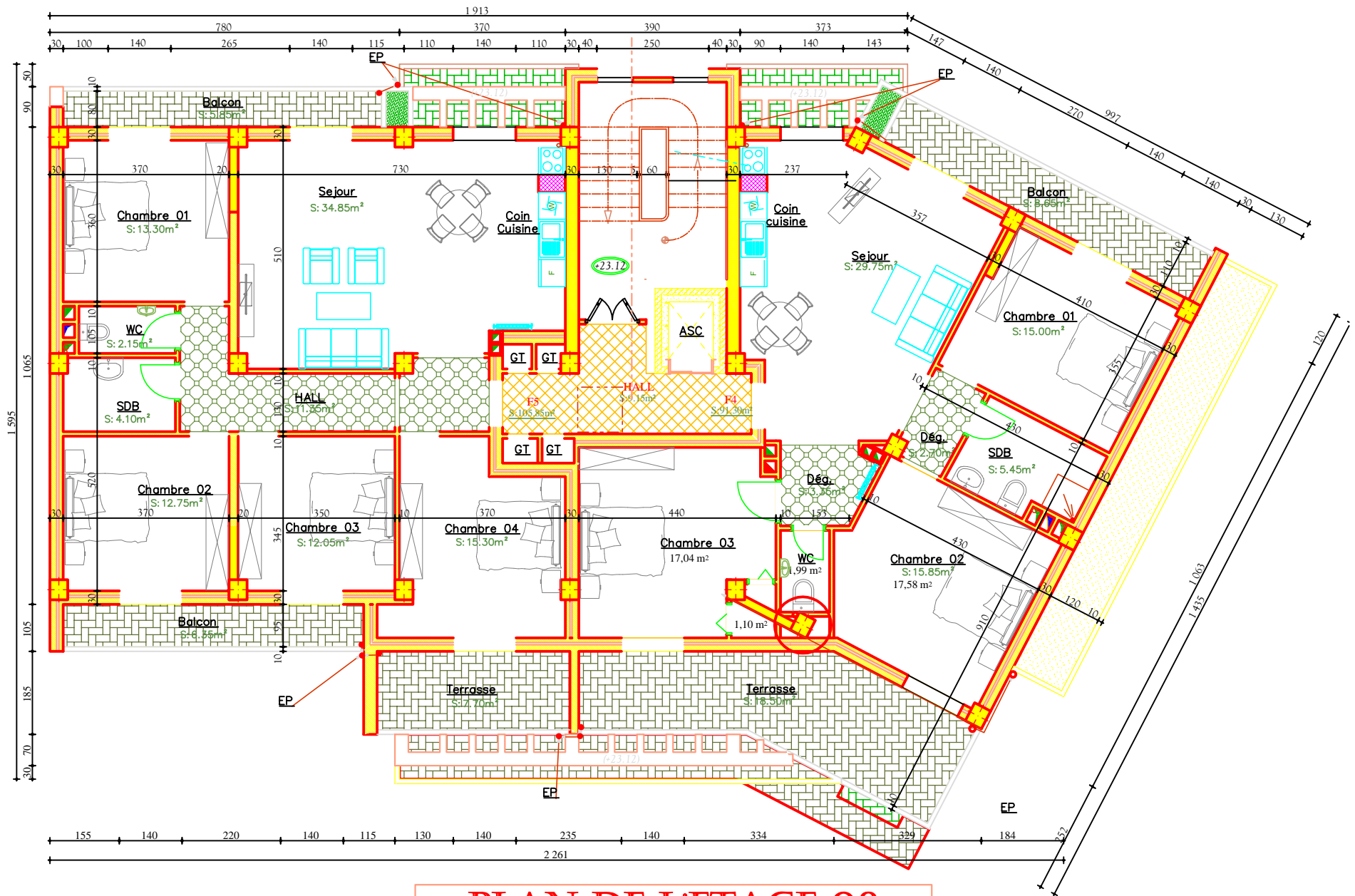
$\frac{u}{v}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
<i>Valeurs de M_1</i>	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
0,1	0,320	0,285	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
0,3	0,225	0,190	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,092	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M_2</i>	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,143	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
0,2	0,160	0,130	0,138	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,084	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,052
0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,062	0,057	0,051	0,047
0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,059	0,055	0,051	0,047	0,043
0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,059	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027



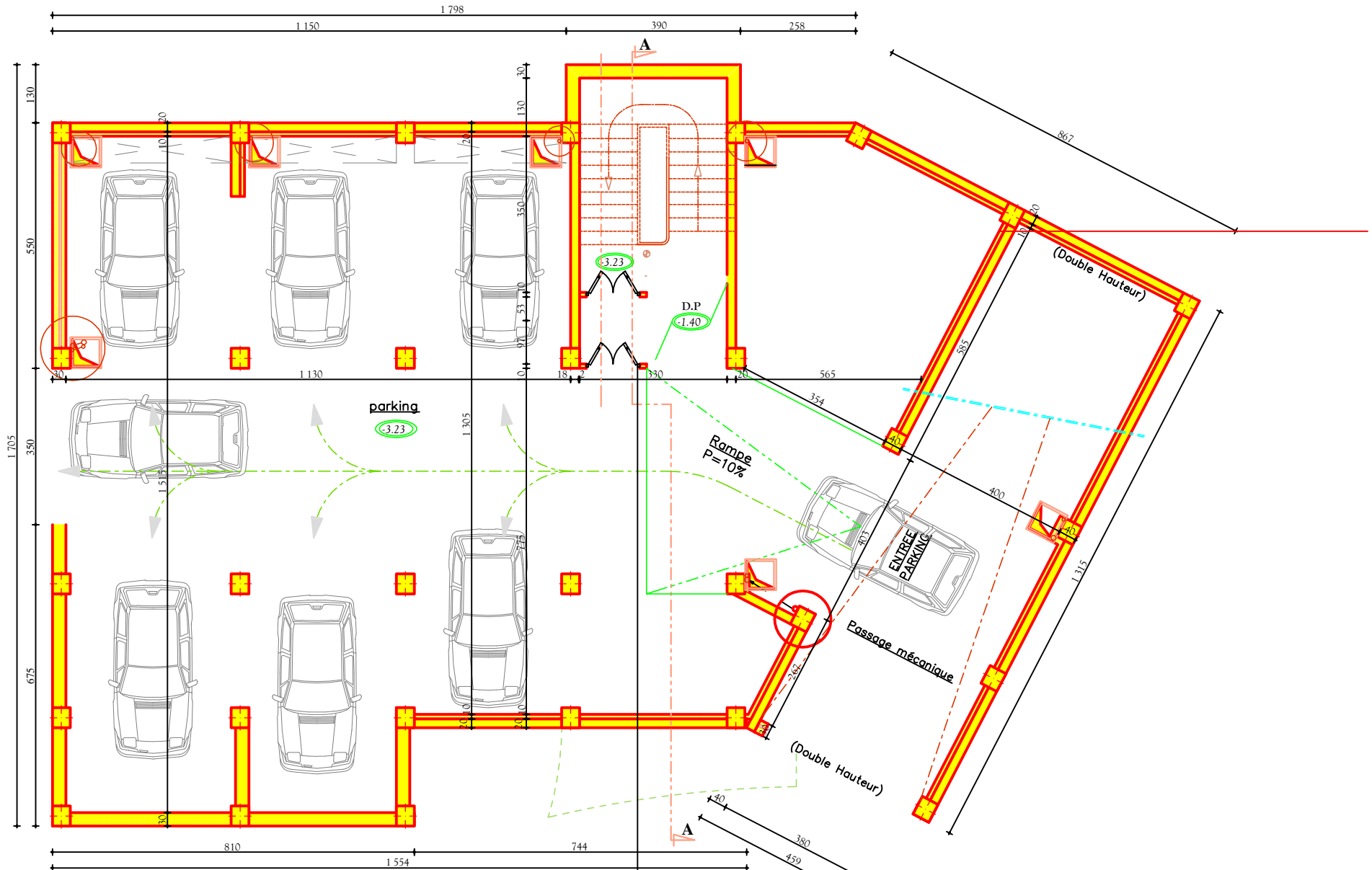
PLAN DE L'ETAGE 01
ECHELLE : 1/50



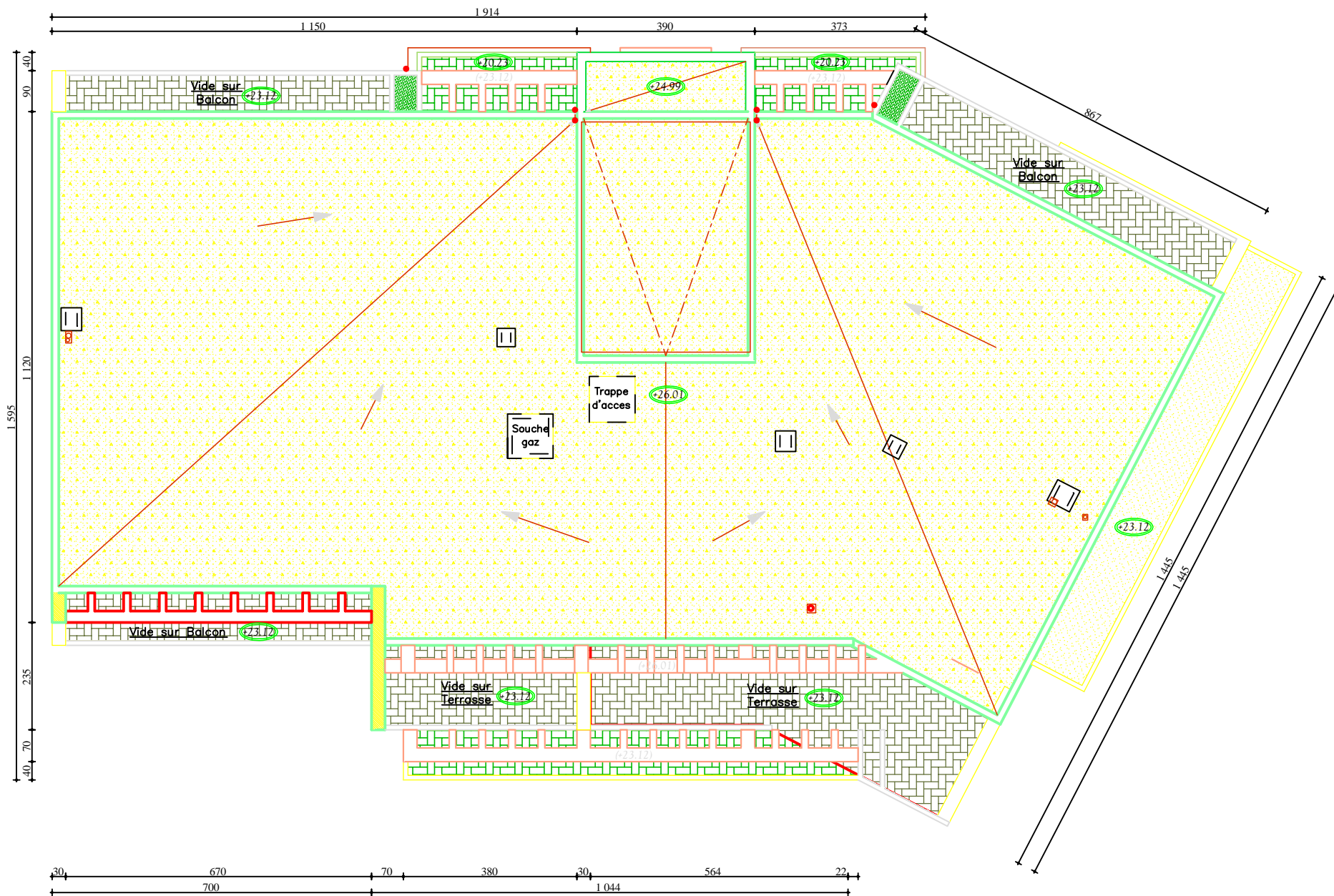
PLAN DE L'ETAGE 07
ECHELLE : 1/50



PLAN DE L'ETAGE 08
ECHELLE : 1/50



PLAN DE SOUS SOL
ECHELLE : 1/50



PLAN DE TERRASSE
ECHELLE : 1/50