



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

**Étude d'un bâtiment(R+10 + duplex + Entresol)
Contreventé par un système mixte
(Voile-Portique)**

Réalisé par

Mr. Benabdesslam Seghir

Mr. Mehah Locif

Soutenu le 29 juin 2017 devant le jury :

- Mr. Serikma Président
- Mr. Ourtemache Encadrant
- Mr. Laichaoui Examineur

Année universitaire 2016/2017

REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu, le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toutes ces années d'études.

Nous tenons à remercier les membres du jury d'avoir bien voulu accepter d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nos vifs remerciements s'adressent à nos promoteurs **MR M. OURTEMACHE** pour nous avoir orientées, conseillées et dirigées durant toute la durée de notre travail.

Des remerciements vont également à tous nos enseignants et tous ceux à qui nous devons notre formation.

Nous tenons à remercier tous les membres de nos familles pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Nous remercions nos proches et nos amis et tous ceux qui, d'une quelconque façon, ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail.

Sans oublier **MR A. BOUZIANE** de nous avoir apporté une grande aide , et pour sa disponibilité .

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 modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

- A mes très chères sœurs*
- A mon oncle et sa famille*
- A toute ma famille : tentes ; cousines, cousins*
- A mes chers amis (es) à qui je souhaite toute le bonheur du monde*
- A tout la promotion master 2 MS 2016/2017*

LOCIF



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 modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes sœurs

A mes oncles et mes tantes sans exception

A tous mes amis (es)

Seghir

Symboles et Notations

Symboles	Notations
<i>A'</i>, <i>Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>α</i>	Coefficient de la fibre neutre.
<i>B</i>	Aire d'une section de béton.
<i>Br</i>	Section réduite.
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>C</i>	Cohésion du sol.
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique.
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale.
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané.
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier.
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.

<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression.
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>I</i>	Moment d'inertie.
<i>If</i>	Moment d'inertie fissuré.
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>Lmax</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>Lx</i>	Distance entre de deux poutrelles.
<i>Ly</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>Ma</i>	Moment en appui.
<i>Mt</i>	Moment en travée.
<i>M0</i>	Moment isostatique.
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>Srad</i>	Surface du radier.

St	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.
Φ_l	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	Diamètre d'une armature transversale.

Sommaire

Chapitre I : Généralités

Introduction Générale

I.1.Présentation du projet	1
I.2. Implantation de l'ouvrage.....	1
I.3.Les données géométrique relative à cet ouvrage	1
I.4. Données géotechnique du site	1
I.5. Définition des éléments de l'ouvrage	2
I.6. Régularité de la structure	2
I.7.Règlements et normes utilisés	3
I.8. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites : BAEL (Art .A.4. 3.2).....	3
I.9. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	4

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	8
II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux	8
II.3. Les escaliers	12
II.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux	14
II.5. Pré dimensionnement des voiles	15
II.6. Evaluation des charges et surcharges	15
II.7.Descente de charge.....	22

Chapitre III : étude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	34
III.2. Etude des planchers.....	34
III.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	60
III.3. Etude de la poutre de chaînage	60
III.4. Étude des dalles pleines	64
III.5. Etude de l'ascenseur.....	75
III.6. Étude des escaliers	84
III.7. Etude de l'acrotère	96

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	102
IV.2.Méthodes de calcul	102
IV.3. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes.....	106
IV.4. Modélisation et résultats :	106
IV .5. Disposition des voiles	106
IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000 version 14.2.2.	107
IV.7.conclusion	116

Chapitre V : étude des éléments principaux

V.1.Introduction	117
V.2. Étude des poteaux	117
V.3. Étude des poutres	130
V.4. Étude des voiles.....	140

Chapitre VI : étude d'infrastructure

VI .1. Introduction.....	149
VI.2. Choix du type des fondations.....	149
VI .3.Combinaisons d'actions à considérer :	149
VI.4. Étude des fondations	149
VI .5. Etude du voile Périphérique.....	171

Bilan quantitatif et estimatif

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme contrainte - déformation réel du bét	6
Figure I.2. Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton	6
Figure I.3. Diagramme contrainte – déformation du béton.....	6
Figure I.4. Diagramme contraintes-Déformations de l’acier.	7
Figure II.1. Plan de disposition des poutrelles	9
Figure II.2. Plancher à corps creux.	9
Figure II.3. Coupe transversale d’une poutrelle.....	10
Figure II.4. Schéma de l’escalier.	12
Figure II.5. Schéma d’escalier	13
Figure II.6. Hauteur libre d’étage.	15
Figure II.7. Plancher de terrasse inaccessible.	15
Figure II.8. plancher d’étage courant	17
Figure II.9. plancher en dalle pleine.	17
Figure II.10. mur extérieur.....	18
Figure II.11. mur intérieure.....	19
Figure II.12. coupe de l’acrotère.....	21
Figure II.13 .vue en plan des poteaux les plus sollicités.....	22
Figure II.14 .Surface afférente de N1	23
Figure II.15. Surface afférente de N 2	23
Figure II.16. Surface afférente de N 3 jusqu’à N12.....	23
Figure II.17. Surface afférente de N13	23
Figure II.18. Surface afférente de N1	26
Figure II.19 .Surface afférente deN2 jusqu’àN12.....	26
Figure II.20 .Surface afférente de N13.	27
Figure III.1. Plan de disposition des poutrelles	34
Figure III.2. Schéma d’une poutre continue	36
Figure III.3. Moments d’une poutre à 2 travées	37
Figure III.4. Moments d’une poutre à plus de deux travées	37
Figure III.5. Effort tranchant d’une poutre à 2 travées	38
Figure III.6. Effort tranchant d’une poutre à plus de 2 travées.....	38
Figure III.7. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	39

Figure III.8 . schéma statique de la poutrelle.....	40
Figure III.9 . schéma statique de la poutrelle.....	42
Figure III.10 . Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	60
Figure III.11 . Schéma statique de poutre chainage.....	60
Figure III.12 . Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.	64
Figure III.13 . Section de la dalle pleine a ferrailé	65
Figure III.14 . schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	70
Figure. III.15 . Schéma de ferrailage de la dalle.....	72
Figure III.16 . Dalle pleine sur 2 appuis	72
Figure III.17 . schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.....	75
Figure III.18 . Schéma présentant la surface d'impacte	76
Figure III.19 . Schéma de ferrailage du local machine.....	80
Figure III.20 . Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	83
Figure III.21 . Schéma de l'escalier.....	84
Figure III.22 . Schéma statique de l'escalier	84
Figure III.23 . Schéma statique de palier intermédiaire.....	88
Figure III.24 . Schéma de ferrailage des escaliers.	90
Figure III.25 . Schéma statique de la poutre palière.	91
Figure III.26 . Section creuse équivalente	92
Figure III.27 . Schéma de ferrailage de la poutre palie	95
Figure III.28 .coupe de l'acrotère	96
Figure III.29 . Section de l'acrotère à ferrailer	98
Figure III.30 . Schema de ferrailage de l'acrotère.....	101
Figure IV.1 . Disposition des voiles.....	107
Figure IV.2 .Mode 1 (translation // Y)	109
Figure IV.3 .Mode 2 (translation // X)	109
Figure IV.4 .Mode 3 (rotation autoar Z)	110
Figure V. 1 . Zone nodale.....	118
Figure V.2 . Section d'un poteau.....	126
Figure V.3 . Schéma de la zone nodale.	134
Figure V.4 . Schéma de ferrailage des poutres principales de terrasse inaccessible	137
Figure V.5 . Schéma de ferrailage du Voile Vy5 (ENTRE SOL R.D.C).....	145

Figure V.6. Schéma de ferrailage du linteau Vx7 (RDC)	148
Figure VI.1. Plans de fondation	150
Figure VI.2. Semelle filante.	151
Figure VI.3. schéma de ferrailage de radier	158
Figure VI.4. schéma des lignes de rupture du radier.....	159
Figure VI.5. Schémas de Sollicitations sur les nervures //xx.....	160
Figure VI.6. Schémas de Sollicitations sur les nervures //yy.....	161
Figure VI.7. Schéma des nervures	162
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	165
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	166
Figure VI.10. Vue de semelle isolée	167
Figure VI.11. Schéma de ferrailage de semelle isolée.	169
Figure VI.12. Schéma de ferrailage de longrine.	171
Figure VI.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques	171
Figure VI.14. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	172
Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	176

Liste des tableaux

Tableau II.1. Les dimensions des escaliers.	13
Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	16
Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.....	16
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	17
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher entre sol en dalle pleine	18
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine (balcons)	18
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs	19
Tableau II.8. Evaluation des charges revenant aux murs intérieurs	19
Tableau II.9. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	20
Tableau II.10. Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....	20
Tableau II.11. Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.	21
Tableau II.12 : évaluation des poids propres des poteaux.....	24
Tableau II.13. Descente de charge du poteau P (B2).	24
Tableau II.14. Descente de charge du poteau P (C3).	27
Tableau II.15. Résultats de la Vérification à la compression simple.	30
Tableau II.16. Vérification au flambement des différents poteaux	32
Tableau II.17 : Résultat de vérification aux exigences de l'RPA.....	32
Tableau III.1. Les différents types de poutrelles	35
Tableau.III.2. les Calcul des moments en travées	54
Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible) (type 5).....	56
Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible) (type 3).....	56
Tableau III.5. Ferrailage des poutrelles de tous les étages.....	56
Tableau III.6. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.....	57
Tableau III.7. Vérification de l'état limite de déformation.	57
Tableau III.8. Armatures longitudinales.	62
Tableau III.9. Vérification des contraintes.....	63
Tableau III.10. Vérification de la flèche.	63
Tableau III.11. Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.	66
Tableau III.12. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.	68
Tableau III.13. Vérification de l'état limite de déformation.	69
Tableau III.14. Ferrailage de dalle D1	71

Tableau III.15. Vérification de l'état limite de compression du béton de dalle D1	71
Tableau III.16. Vérification de l'état limite de déformation.	71
Tableau III.17. Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis	73
Tableau III.18. Vérification de l'état limite de déformation.	74
Tableau III.19. Ferrailage de la dalle de salle machines.	77
Tableau III.20. Vérifications des contraintes à l'ELS	79
Tableau III.21. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.	82
Tableau III.22. Vérifications des contraintes à l'ELS	83
Tableau III.23. Les sollicitations d'escalier	85
Tableau III.24. Ferrailage d'escalier.	86
Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS d'escalier	87
Tableau III.26. le ferrailage du palier intermédiaire.	88
Tableau III.27. Ferrailage de la poutre palière.	92
Tableau III.28. vérification de l'état limite de déformations.	94
Tableau III.29. Les sollicitations du calcul.	97
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	103
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation.....	108
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales	111
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales	112
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normale réduit.	113
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces.....	113
Tableau IV.7. Vérification des déplacements	114
Tableau IV.8. Vérification a L'effet P- Δ	115
Tableau V.1. Valeurs des sollicitations dans les poteaux :	117
Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	119
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	122
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	123
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	125
Tableau .V.6. Vérification des contraintes dans le béton	126
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement	127
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.....	128
Tableau V.9. Schémas de ferrailage des poteaux.	128
Tableau V.10. Armatures longitudinales des poutres.....	131
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.	132

Tableau V.12. Vérification au cisaillement	133
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.	133
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux	135
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.....	135
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	135
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	136
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	136
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile pour l'entre sol et RDC.....	142
Tableau V.20. Ferrailage des voiles selon x-x' et y-y' du RDC, étage 1,2.	143
Tableau V.21. Ferrailage des voiles selon x-x' et y-y' du 3;4;5;6 ^{ème} étage	144
Tableau V.22. Ferrailage des voiles selon x-x' et y-y' du 7;8;9;10,11 ^{ème} étage	145
Tableau V.23. Sollicitation de calcul dans les linteaux// à x-x'	146
Tableau V.24. Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'	146
Tableau V.25. Ferrailage longitudinal des linteaux.....	146
Tableau V.26. Ferrailage des trumeaux selon xx'	147
Tableau VI.1. Section d'armatureur du radier.	156
Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	157
Tableau VI.3. Section d'armatureur du radier à l'ELS.....	158
Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens // x-x.	161
Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens // y-y.	161
Tableaux VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	162
Tableau VI.7. Résultats de ferrailage des nervures	163
Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	164
Tableau VI.9. Section d'armatureur du radier à l'ELS.....	164
Tableau.VI. 10. Section des armatures du voile périphérique.	173
Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	175
Tableau.VI.12. Section des armatures du voile périphérique.....	175

Introduction générale

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs sont appelés à s'occuper de calcul, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants, car l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2..2).

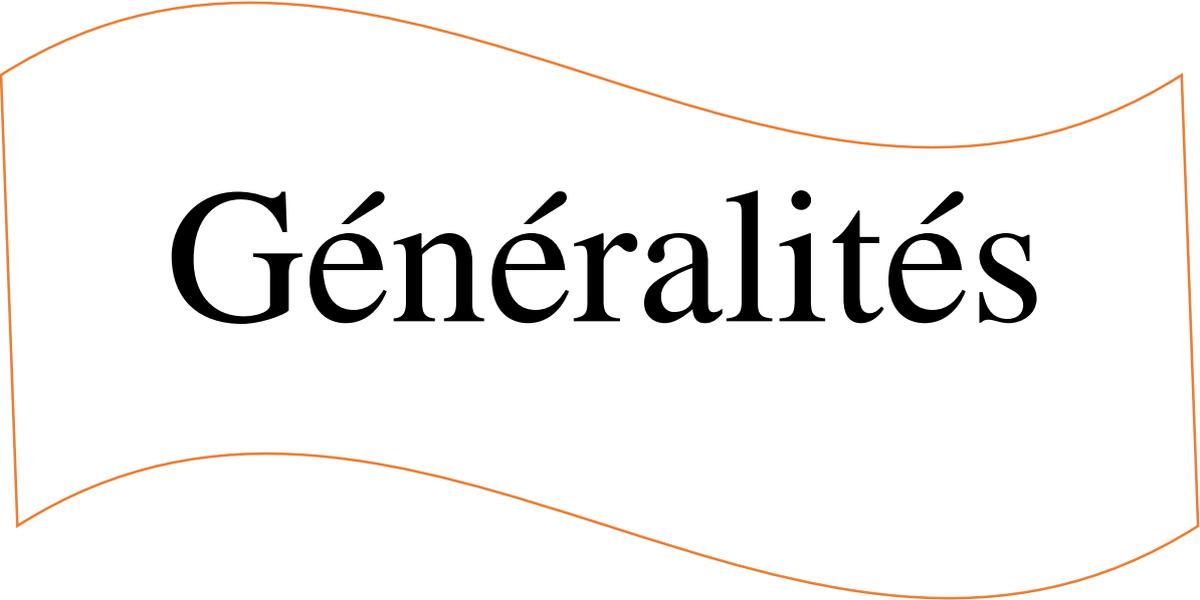
afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture (BART), porte sur l'étude d'un bâtiment (R+10+Entre Sol + Duplex), à usage d'habitations et parking (entre sol et RDC) .l'introduction des voiles est obligatoire vu que la hauteur total de bâtiment dépasse 14 m $h \geq 14m$ en zone IIa.

Pour cela, , nous allons répartir le travail sur six chapitres :

- le premier chapitre est consacré aux généralités de la structure et de son milieu d'implantation
- le deuxième au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- le troisième au calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère)
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP 2000 V14.2.2.
- Dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel SAP 2000V14.2.2
- le sixième et dernier chapitre consiste à l'étude de l'infrastructure ;

CHAPITRE I



Généralités

Chapitre I : Généralités

I.1.Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+10+Entresol + duplex) en béton armé à usage d'habitation :

- ✓ Entre sol + RDC (parking).
- ✓ Les autres étagés à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

I.2. Implantation de l'ouvrage

Ce projet est situé à TALA MARKHA, au NORD OUEST de la ville Bejaia, qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/version 2003), **article(3.1)** en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.3.Les données géométrique relative à cet ouvrage

✓ Dimensions en plan

La structure présente les dimensions maximales sont :

$L_x = 26,08 \text{ m}$; $L_y = 29,35 \text{ m}$

✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur total du bâtiment	39, 38 m
Hauteur du duplex.....	2,89 m
Hauteur des étages courants	03,06 m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	03,06 m
Hauteur de l'entre sol.....	03,06 m

I.4. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 2 bars obtenus à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,40 m
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.
- Drainer toute les eaux superficielles en dehors du versant (les eaux ne doivent pas traverser le terrain).
- Eviter la réalisation de talus de grande hauteur en procédant sous forme de gradins. .

I.5. Définition des éléments de l'ouvrage

L'ouvrage contient de plusieurs éléments, Parmi ces éléments essentiels nous avons :

❖ Ossature

Selon le **RPA 99, version 2003 (article 4.a)**, qui exige que toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, son type de contreventement devra être mixte (voiles et portiques), avec justification de l'interaction : (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, et les voiles ne doivent pas reprendre plus de 20% de l'effort vertical). De ce fait, notre bâtiment sera doté d'un contreventement mixte.

❖ Les planchers

Ce sont des aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

❖ Les poteaux

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

❖ Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ Les éléments de remplissage

- ✓ **Les murs d'extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- ✓ **Les murs intérieurs** : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

❖ L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

I.6. Régularité de la structure

Selon le **RPA99, version 2003(article 3.5.1)**, un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants :

I.6. 1. Régularité en plan

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2) La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf Fig3.2)

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.
Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

I.6.2. Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion : selon les deux critères le bâtiment est classé n'est régulier en plan, n'est en élévation.

I.7. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

I.8. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites : BAEL (Art .A.4. 3.2)

I.8.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ($\delta ; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.8.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\delta = E \varepsilon$)

$$- n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad \text{avec } E_s: \text{ module de Young de l'acier ;}$$

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.9. Caractéristiques des matériaux utilisés.

I.9.1. Béton

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eau en qualités convenables et dans des proportions bien définies, pour obtenir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400kg/m³ de béton mis en œuvre ; en dessous de 300 kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

a-Résistance caractéristique du béton : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

$$f_{c28} = 25MPa$$

CBA Art (A.2.1.1.1)

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40Mpa \text{ (} j \leq 28 \text{ jours) } \dots\dots\dots \text{CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40Mpa \text{ (} j > 28 \text{ jours) } \dots\dots\dots \text{CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \end{array} \right.$$

b-Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge notée « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40Mpa \quad \text{(BAEL 91, Art. A-5-2-11)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25Mpa \text{ on a } f_{t28} = 2.1Mpa$$

c- Contraintes admissibles du béton (BAEL 91, Art. A-4-3-41)

- Contraintes admissibles de compression :

ELU :

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{(BAEL 91, Art. A-4-3-41)}$$

Avec :

θ : dépend de la durée d'application de la charge.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque: } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée Probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

ELS :

La contrainte admissible en compression est donnée par :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

- **Contraintes admissibles de cisaillement du béton : (BAEL 91, Art. A-5-2-11)**
- Fissuration peu nuisible FPN : $\tau_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa})$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas accidentel.}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP : $\tau_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa})$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas durable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \dots\dots \text{cas accidentel.}$$

d. Module de déformation du béton :

- **Module de déformation longitudinale du béton : (BAEL 91, Art. A-2-2-2)**

Le module de déformation « E_{ij} » à l'âge « j » jours est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures), le module de déformation instantanée du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25 \text{Mpa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{Mpa} \quad \text{(BAEL 91, Art. A-2-2-2)}$$

- Sous charges d'une longue durée, le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{c28}=25 \text{Mpa} \Rightarrow E_{v28} = 10274,15 \text{Mpa} \quad \text{(BAEL 91, Art. A-2-2-2)}$$

- Le module de déformation transversal du béton est :

$$G = \frac{E}{2 + (\nu + 1)} \quad \text{(BAEL 91, Art. A-2-2-2)}$$

$$\nu = \begin{cases} 0,2 \text{ (ELS)} \\ 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \nu : \text{Le coefficient de Poisson}$$

Diagramme contraintes - déformations du béton : (BAEL 91, Art. A-4-3-41)

ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰, nous avons un diagramme parabole-rectangle.

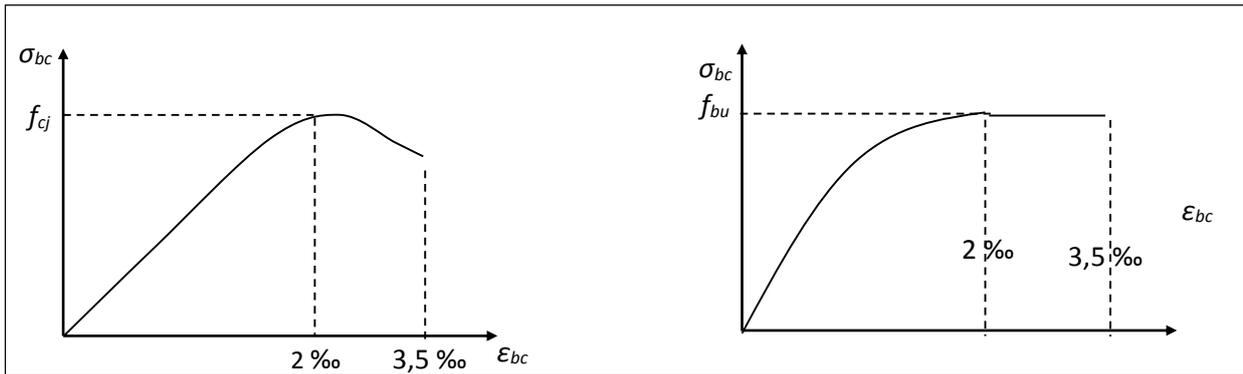


Figure I.1. Diagramme contrainte - déformation réel du béton

Figure I.2. Diagramme contrainte - déformation de calcul du béton

ELS :

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte - déformation est une droite.

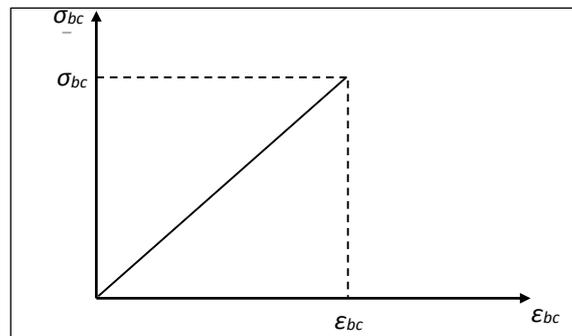


Figure I.3. Diagramme contrainte - déformation du béton

I.9.2. L'acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

L'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique f_e et son module d'élasticité E_s .

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence de nuance : $FeE400 \Rightarrow f_e = 400\text{MPa}$.

Nous utiliserons dans notre étude un seul type d'acier :

Acier à haute adhérence (HA) pour les armatures longitudinales et les armatures transversales en situation normale, caractérisées par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$;
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$;
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$;
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

a-Contraintes limites dans l'acier : (BAEL 91, Art. A-4-3-2).

ELU :

La contrainte limite de traction et de compression notée σ_{s10} , est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$SDT \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$SA \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

ELS :

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Fissuration peu nuisible (FPN) : (celle de l'ELU).

- Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa.}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours

- Fissuration très préjudiciable (FTP) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \rightarrow \text{acier à haute adhérence} \\ 1 & \rightarrow \text{acier rond lisse} \end{cases}$$

a- Module d'élasticité longitudinale

Sa valeur est donnée expérimentalement :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Diagramme contraintes - déformations des aciers : (BAEL 91, Art. A-2-2-20)

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

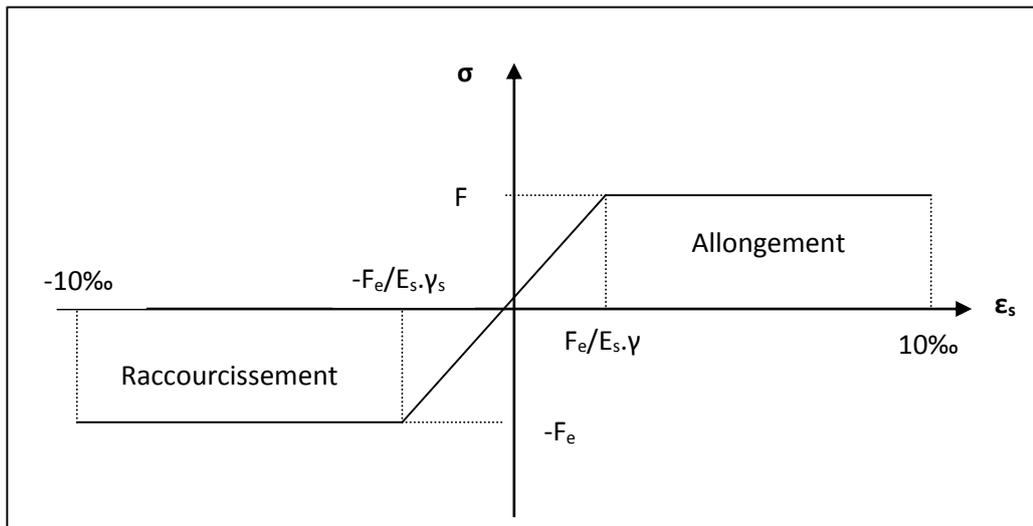
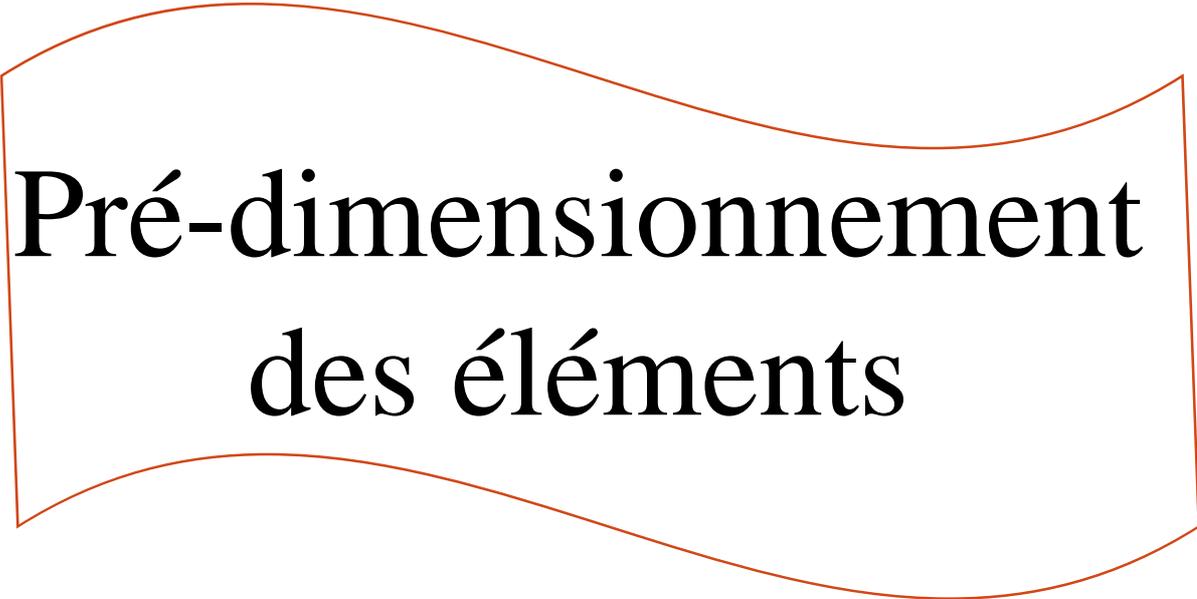


Figure I.4. Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.



**Pré-dimensionnement
des éléments**

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont ceux qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1.les planchers

Dans notre cas, nous avons deux types de planchers, à corps creux pour les étages courants, planchers à dalle pleine pour les balcons, au niveau de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur et l'entre sol.

1) Plancher à corps creux

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$ht \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

ht : Hauteur totale du plancher.

➤ Déposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

Dans notre cas, le plans de disposition des poutrelles est indiquer sure la figure (II.1) suivante :

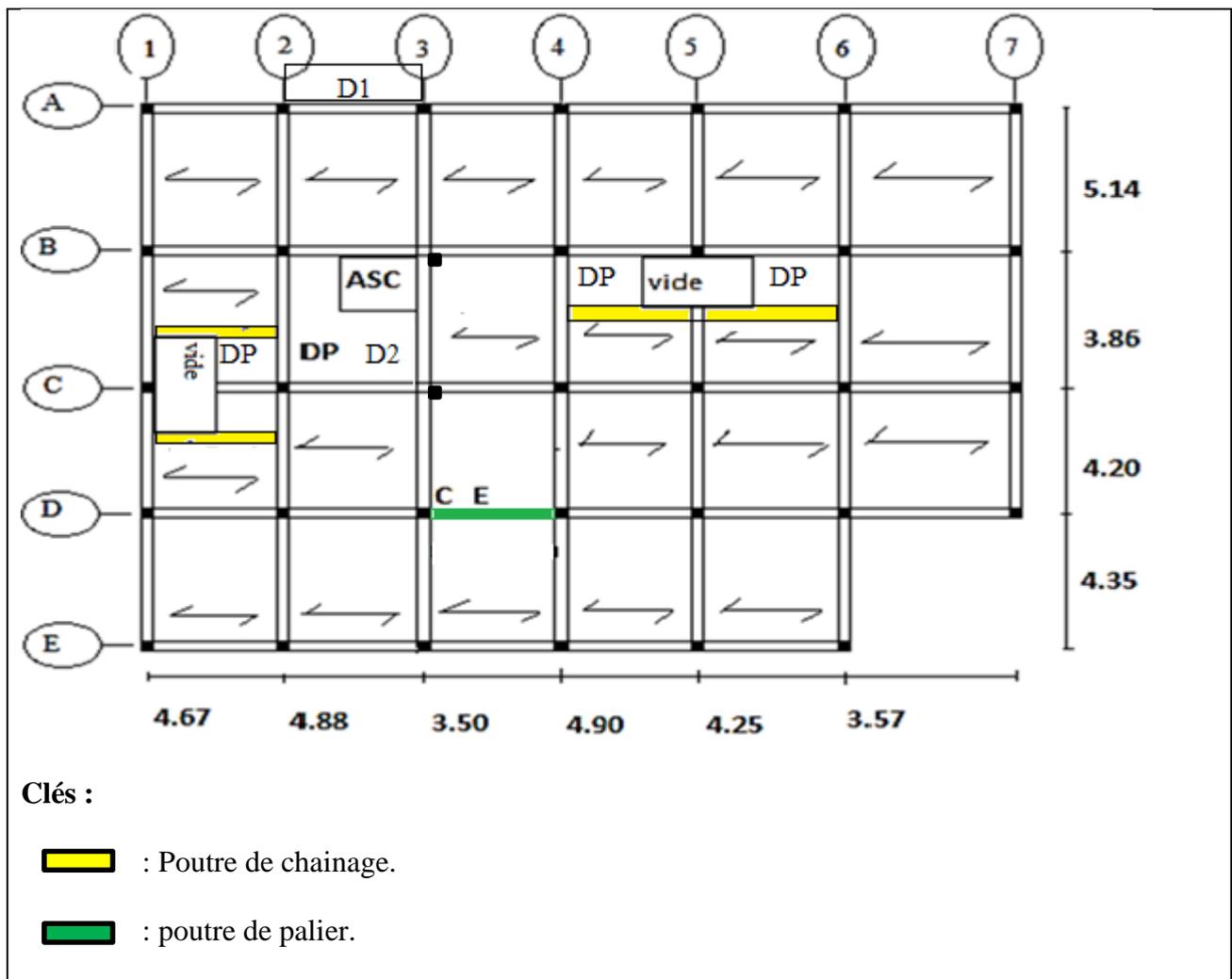


Figure II.1. Plan de disposition des poutrelles

$$ht \geq \frac{(490 - 30)}{22,5} = 20,44 \quad \rightarrow \quad ht = 21 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une hauteur de $h = 21 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

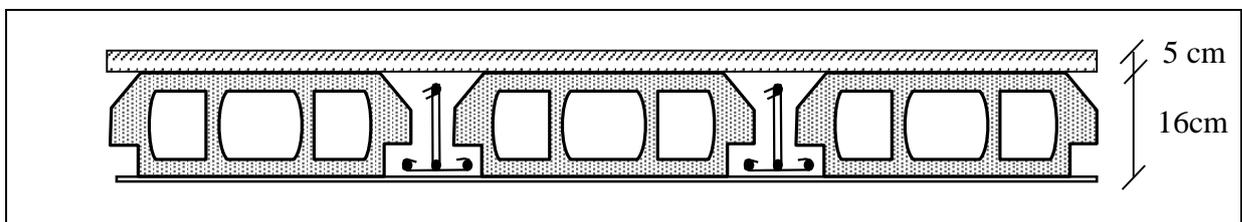


Figure II.2. Plancher à corps creux.

II.2.2. Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition se fait par deux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche ;
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3)}.$$

Avec: $b_0 = (0.4, 0.6) h_t$

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{320}{10}\right)$$

$h_t = 21 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$, $L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$.

Ce qui donne : $b = 65 \text{ cm}$

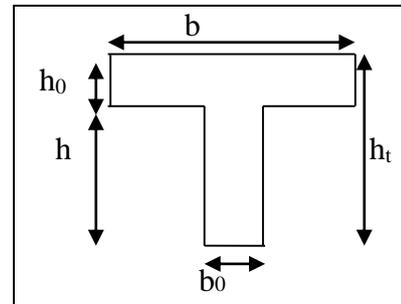


Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle

2) Les planchers à dalle pleine

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

a) critère de résistance à la flexion :

- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul au deux appui.
- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis $\rho \leq 0,4$.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis $\rho \geq 0,4$.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

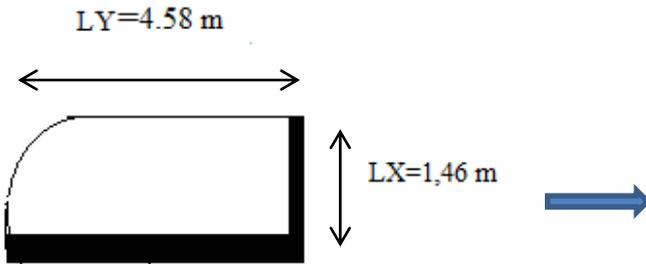
L_y : est la grande portée de la dalle.

b) coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

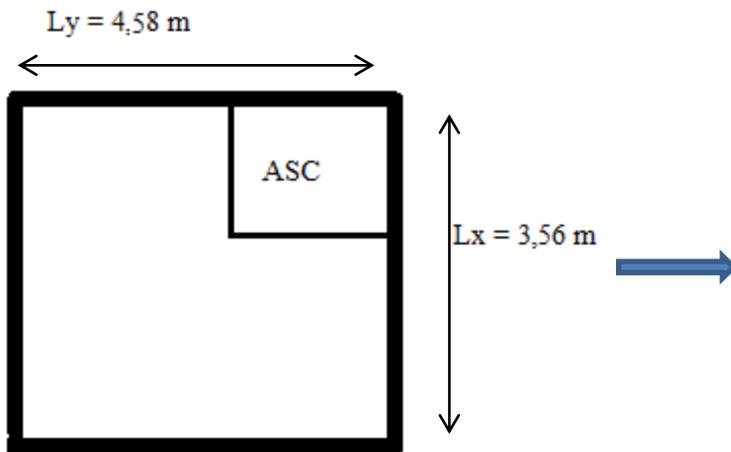
❖ Types de dalles pleines

- Dalle (D1) sur deux appuis : voir la figure II.1.



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,46}{4,58} = 0,32 < 0,4 \\ \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \\ \frac{146}{35} \leq e \leq \frac{146}{30} \\ 4,17 \leq e \leq 4,86 \text{ cm} \end{array} \right.$$

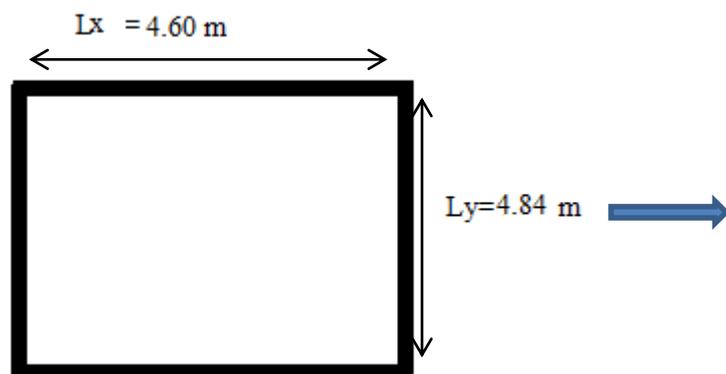
- Dalle (D2) sur quatre appuis



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{356}{458} = 0,77 \geq 0,4 \\ \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \\ \frac{356}{45} \leq e \leq \frac{356}{40} \\ 7,9 \leq e \leq 8,9 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Dalle (D3) sur quatre appuis

Ce type de dalle ce trouve dans le planchés de l'entre sol.



$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4,90}{5,14} = 0,95 \geq 0,4 \\ \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \\ \frac{490}{45} \leq e \leq \frac{490}{40} \\ 10,88 \leq e \leq 12,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur deux appuis, le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm**. Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur et l'entre sol), on opte pour une épaisseur de **15cm**, à cause des travées importante.

II.3. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés, elles sont réalisées en béton armés coulé sur place. Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos).
- (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse).
- (3) : g (Giron) largeur de la marche.
- (4) : h (Hauteur de la contre marche).
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée).
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse).

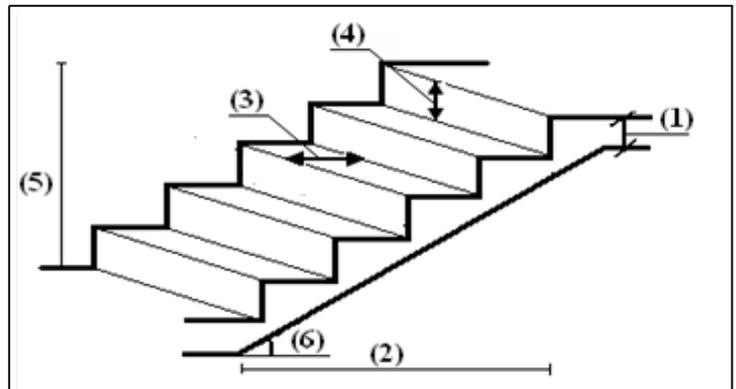


Figure II.4. Schéma de l'escalier.

➤ Dimensionnement

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.64$$

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

n : nombre de contremarches.

$n - 1$: Nombre de marches.

Dans notre projet on a un seul type d'escaliers prépondérants :

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre. $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$.

- le giron (g), se situe entre. $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 170/17 = 10$ contres marches

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 9$ marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm. (1)}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

• **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1,70}{2,70}\right) = 32,19^\circ$$

• **Epaisseur de la pailasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \dots \dots \dots \text{Pour deux heures de coup feu.} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée.

• **pour la volée 1.**

$$H_0 = 1.70 \text{ m}, L_0 = 2.70 \text{ m}.$$

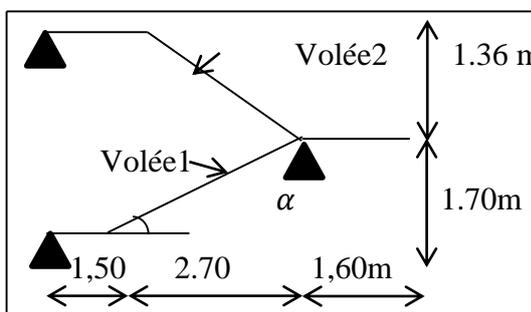


Figure II.5. Schéma d'escalier

avec : $L = 1,50 + (2,70^2 + 1,70^2)^{1/2} = 4,69 \text{ m}$

$$\frac{469}{30} \leq e \leq \frac{469}{20} \Rightarrow 15,63 \leq e \leq 23,54 \text{ cm} \quad \text{soit } e = 17 \text{ cm}$$

Avec $L = \sqrt{H^2 + L^2}$: la longueur de la volée.

Le (Tableau II.1) résume les résultats obtenus pour les escaliers :

Tableau II.1. Les dimensions des escaliers.

	Volée	H _{volée} (cm)	Inclinaison (α)	L _{volée} (cm)	$L = \sqrt{H^2 + L^2}$ (cm)	N ^{bre} de marche	Epaisseur (cm)
ETAGE + RDC	1	170	32,19	270	294,10	9	17
	2	136	29,53	240	280,9	8	17

Remarque : on utilise des escaliers en bois dans le duplex. .

II.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Ce sont des éléments qui assurent le contreventement de la structure.

II.4.1. Les poutres

a) Poutres principales

Ce sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis, leur hauteur est donnée selon la condition de BAEL 91 :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

h_t : la hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 484 \text{ cm} \Rightarrow 32,26 \text{ cm} \leq h_t \leq 48,4 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

✓ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1).

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

b) Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par la condition de la flèche qui est :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

L : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L = 460 \text{ cm} \Rightarrow 460/15 \leq h_t \leq 460/10$$

$$30,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

✓ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,16 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Après vérification, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30,40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$.

II.5. Pré-dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e),

Elle est donnée par les conditions du RPA suivantes :

1) $e \geq h_e / 20$; $e \geq h_e / 22$; $e \geq h_e / 25$

2) $e \geq 15\text{cm}$

3) $L \geq 4.e$

Avec :

{	he: hauteur libre d'étage.
{	L:longueur du voile.
{	e : épaisseur du voile

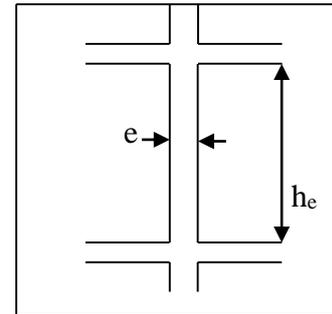


Figure II.6. Hauteur libre d'étage.

Dans notre cas :

- L'entre sol et RDC et autres niveaux : $h_e = 306 - 21 = 285\text{cm}$

Donc :

$e \geq 285/20 \implies e \geq 14,25\text{cm}$ on opte pour le sous-sol et RDC et les autre niveaux une épaisseur $e = 15\text{cm}$.

Pour la cage d'ascenseur on opte pour une épaisseur $e = 15\text{cm}$

$L \geq 4 \times 15 \implies L \geq 60\text{cm}$

L : la largeur de voile.

II.6. Evaluation des charges et surcharges

II.6.1. Les planchers

➤ Le plancher terrasse inaccessible

La figure suivante présente la coupe de plancher terrasse inaccessible.

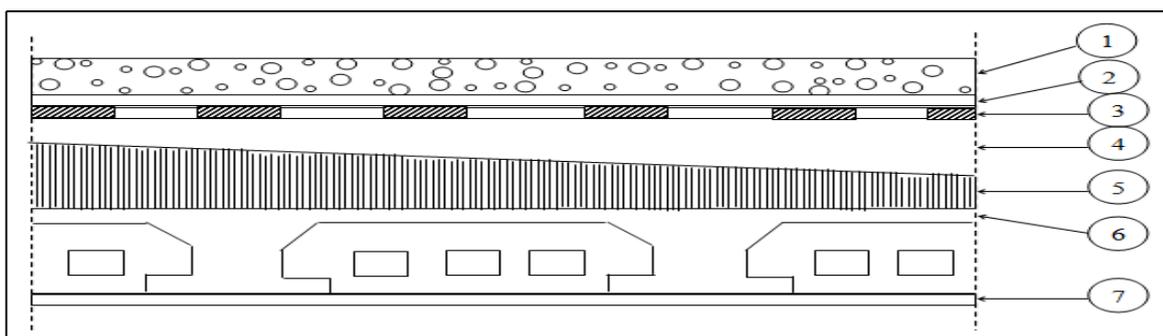


Figure II.7. Plancher de terrasse inaccessible.

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,05	1,00
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Isolation thermique	4	0,04	0,16
4	Couche par vapeur en fente bitumée.	/	0,007	0,03
5	Forme de pente	22	0,1	2,2
6	Corps creux	/	0,16+0,04	3,05 *
7	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,83
Charge d'exploitation Q				1

- (*) Le poids surfaciques de plancher à corps creux (16+4)=2.8KN/m² +1 cm de poids de dalle de compression qui égale à 0,25KN/m² ce qui donne poids de (16+5)=3,05 KN/m².
- La charge permanente totale est estimée à : G = 6,83 KN/m².
- Il s'agit d'un plancher terrasse inaccessible, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien.

⇒ Q =1,00 KN/m²..... (DTR BC2.2).

➤ **Le plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	3,05
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Forme de pente	22	0,1	2,2
Charge permanent G				6,68
Charge d'exploitation Q				1,50

- La charge permanente totale est estimée à : G = 6,68 KN/m².
- La charge d'exploitation Q=1.5.....DTR B.C. 2.2.

➤ **Le plancher étage courant et RDC**

La figure (II.8) présente la coupe de plancher étage courant.

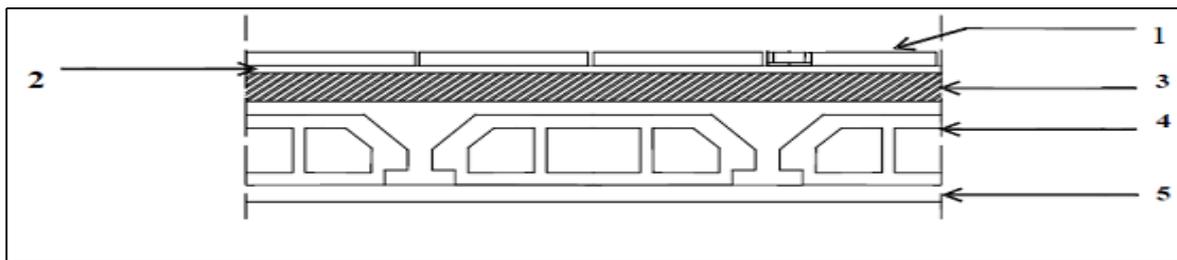


Figure II.8. plancher d'étage courant

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,16+0,04	3,05
5	Cloisons	9	0,1	0,9
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,38
Q étages courant				1,5

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5,38 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.
- **Les planchers en dalles pleines**

a)Entre sol : La figure (II.9) présente la coupe de plancher a dalle pleine.

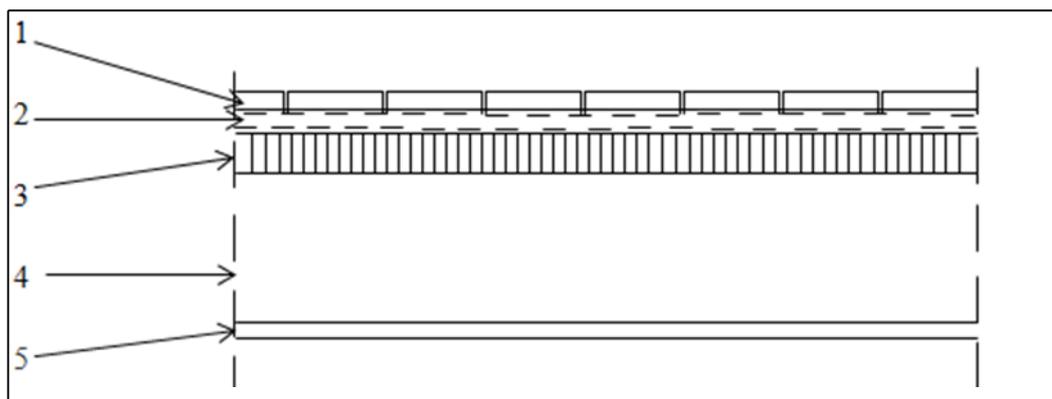


Figure II.9. plancher en dalle pleine.

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher entre sol en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (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
charge d'exploitation Q				2,5

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5,18 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ (entresol) ...DTR B.C.2.2

b) balcons

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine (balcons)

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,12	3
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				4,43
charge d'exploitation Q				3,5

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 4,43 \text{ KN/m}^2$.

➤ Les murs extérieurs

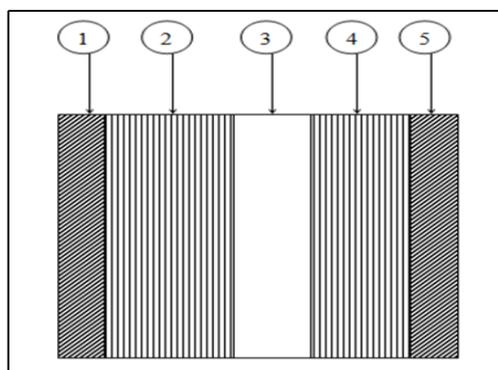
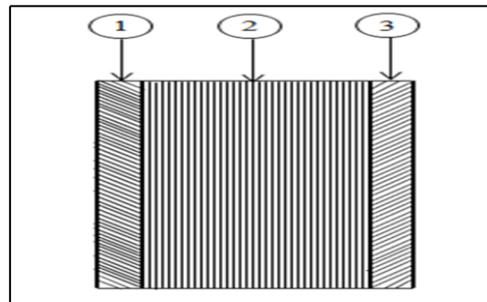
**Figure II.10 :** mur extérieur.

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Lame d'air	/	0,05	/
4	Brique creuses	/	0,10	0,9
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				2,92

La charge permanente totale est estimée à : $G = 2,92 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Les murs intérieurs**

**Figure II.11.** mur intérieure**Tableau II.8.** Evaluation des charges revenant aux murs intérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
2	Brique creuse	/	0,10	0,9
3	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				1,3

- La charge permanente totale est estimée à : $1,30 \text{ KN/m}^2$.

➤ Les escaliers

a) la volée

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine		25	0,17/cos(α)	5,02
2	Carrelage	Horizontal	22	0,02	0,44
		Vertical	22	0,02*0,17/0,3	0,25
3	Mortier de pose		20	0,02	0,4
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos(α)	0,32
5	poids des marches		22	0,17/2	1,87
Charge permanent Gvi (KN/m²)					7,72

- la charge permanente totale est estimée à : $G = 7,72 \text{KN/m}^2$;
- la charge d'exploitation $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$ DTR B.C.2.2.

b) le palier :

Tableau II.10. Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (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
charge d'exploitation Q				2,5

- la charge permanente totale est estimée à : $G = 5.18 \text{KN/m}^2$;
- la charge d'exploitation $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$ DTR B.C.2.2

➤ L'acrotère de terrasse inaccessible

- Calcul de la section de l'acrotère :

Terrasse inaccessible : H=60cm

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03)/2$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

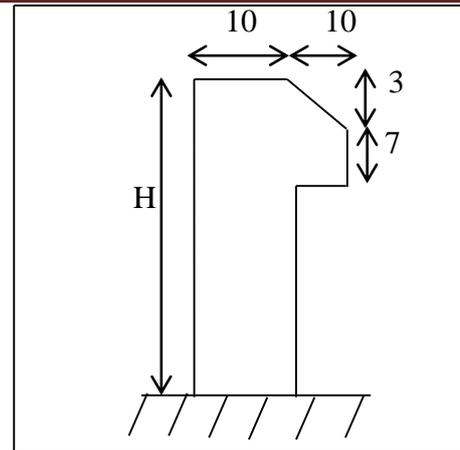


Figure II.12. coupe de l'acrotère.

Tableau II.11. Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.

N°	Couches	Épaisseur (m)	Surface (m ²)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
1	Poids propre de l'acrotère	0,1	0,0685	25	1,71
2	Enduit de ciment intérieur	0,015	0,0075	20	0,15
3	Enduit de ciment extérieur	0,02	0,01	20	0,2
Charge permanent G					2,06

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 2,06 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/ml}$

II.6.2. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé. Leur pré-dimensionnement se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU tout en vérifiant les critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critères de stabilité de forme.
- Règlement du RPA 99.

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

- Le entre-sols et RDC : poteaux (65,60) cm².
- 1^{er} et 2^{ème} étage : poteaux (60,55) cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage : poteaux (55,50) cm².
- 5^{ème} et 6^{ème} étage : poteaux (50,45) cm².
- 7^{ème} et 8^{ème} étage : poteaux (45,40) cm².
- 9^{ème} et 10^{ème} étage : poteaux (40,35) cm².
- 11^{ème} étage : poteaux (35,30) cm².

II.7.Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et Surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P(B2) et P(C3), (voir **figure II.13**).

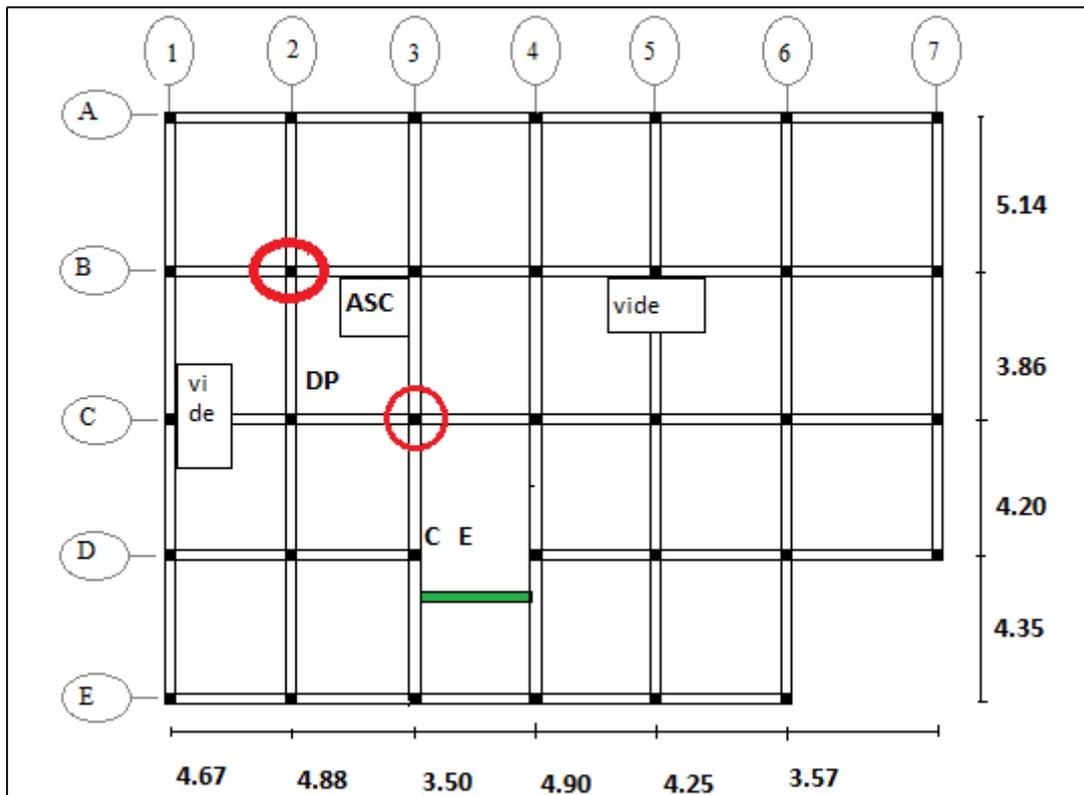


Figure II.13. Vue en plan des poteaux les plus sollicités

- la loi de dégression :

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

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

• Pour le poteau P(B2)

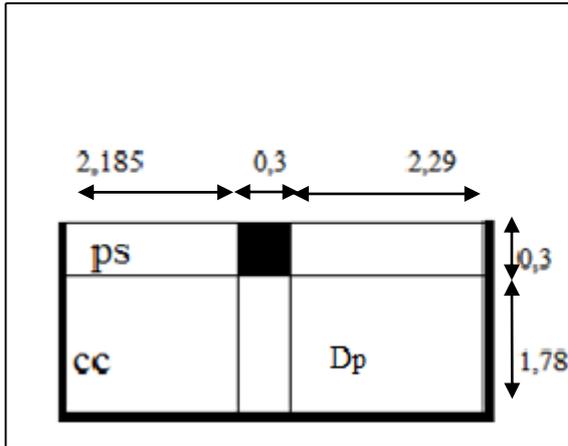


Figure II.14 .Surface afférente de N1

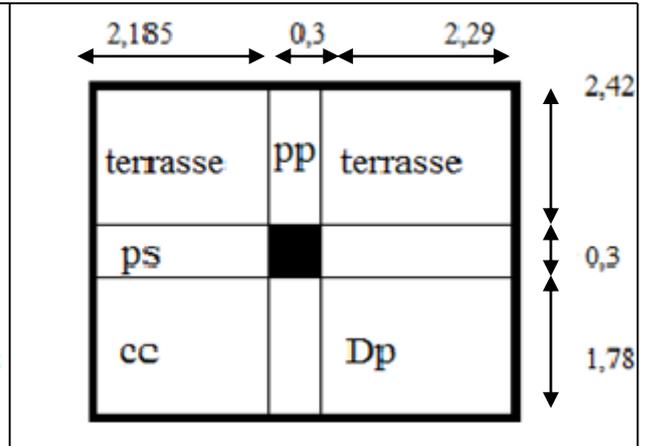


Figure II.15.Surface afférente de N 2

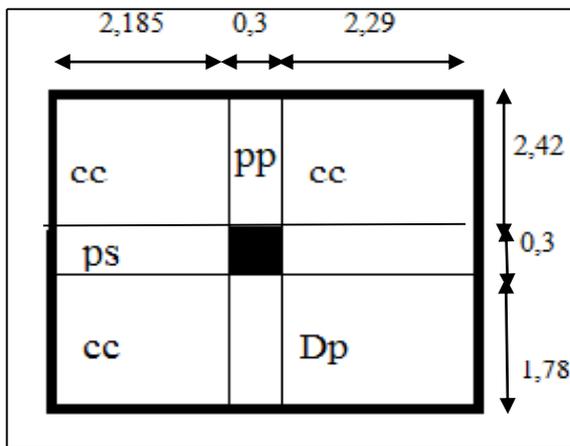


Figure II.16. Surface afférente de N 3 jusqu'à N12

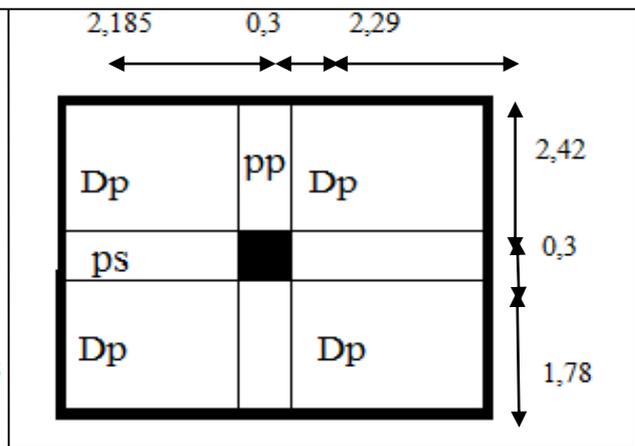


Figure II.17.Surface afférente de N13

a)- Calcul de la surface afférente :

Surface d'étage courant : $S_c = 18,795 \text{ m}^2$

Surface terrasse inaccessible $S_{tin} = (2,185 + 0,3 + 2,29) \times (1,78 + 0,3) = 9,932 \text{ m}^2$

Surface terrasse accessible $S_{tac} = (2,185 + 2,29) \times 2,42 = 10,829 \text{ m}^2$

b)- Poids des poteaux :

$$P = S \times 25 \times h_e$$

Tableau II.12 : évaluation des poids propres des poteaux.

étage	Entre_sol et RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9 ^{ème}	10 ^{ème}	11 ^{ème}
he	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	2,89	2,89
S (m ²)	0,39	0,33	0,275	0,225	0,18	0,14	0,14	0,105
PKN	29,83	25,24	21,24	17,21	13,77	10,71	10,11	7,58

c)-Poids des poutres :

PP : $4,2 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 12,6$ KN.

PS : $4,475 \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 11,74$ KN.

d)- Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible $6,68 \times 9,932 = 66,34$ KN.

Plancher à étage courant (habitation) : $(5,38 \times 14,718) + (4,076 \times 5,18) = 100,29$ KN.

Poids de l'acrotère $p_{ac} = G \times L = 2,06 \times 4,47 = 9,21$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P(B2) sont représentés dans le (**Tableau II.13**).

Tableau II.13. Descente de charge du poteau P (B2).

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible $6,83 \times 10,69$	73,01	9.932
	Poutres principales $(0,3 \times 0,4)$ m ²	12,6	
	Poutres secondaires $(0,3 \times 0,35)$ m ²	11,74	
	Poteau $(0,35 \times 0,3)$ m ²	7,58	
	acrotère	9,21	
Total		114,14	9.932
N2	N1	114,14	28,19
	Plancher étage courant	114,38	
	Poutres principales $(0,3 \times 0,4)$ m ²	12,6	
	Poutres secondaires $(0,3 \times 0,35)$ m ²	11,74	
	Poteau $(0,4 \times 0,35)$ m ²	10,11	
Total		262,97	38,12
N3	N2	262,97	28,19
	Plancher étage courant	100,29	
	Poutres principales $(0,3 \times 0,4)$ m ²	12,6	
	Poutres secondaires $(0,3 \times 0,35)$ m ²	11,74	
	Poteau $(0,40 \times 0,35)$ m ²	10,71	

Total		398,31	63,49
N4	N3 Plancher étage courant Poutres principales (0,3x0,4) m ² Poutres secondaires (0,3x0,35) m ² Poteau (0,45x0,40) m ²	398,31 100,29 12,6 11,74 13,71	28,19
Total		536,65	86,04
N5	N4 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,45x0,40) m ²	536,65 100,29 12,6 11,74 13,71	28,19
Total		674,99	105,77
N6	N5 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,50x0,45) m ²	674,99 100,29 12,6 11,74 17,21	28,19
Total		816,83	122,69
N7	N6 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,50x0,45) m ²	816,83 100,29 12,6 11,74 17,21	28,19
Total		958,67	136,78
N8	N7 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,55x0,50) m ²	958,67 100,29 12,6 11,74 21,24	28,19
Total		1104,54	150,88
N9	N8 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.55x0.50) m ²	1104,54 100,29 12,6 11,74 21,24	28,19
Total		1250,41	164,97

N10	N9	1250,41	28,19
	Plancher étage courant	100,29	
	Poutres principales (0.30x0.40) m ²	12,6	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m ²	11,74	
	Poteau (0.60x0.55) m ²	25,24	
Total		1400,28	179,07
N11	N10	1400,28	28,19
	Plancher étage courant	100,29	
	Poutres principales (0.30x0.40) m ²	12,6	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m ²	11,74	
	Poteau (0.60x0.55) m ²	25,24	
Total		1550,15	193,167
N12	N11	1550,15	28,19
	Plancher étage courant	100,74	
	Poutres principales (0.30x0.40) m ²	12,6	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m ²	11,74	
	Poteau (0.65x0.60) m ²	29,83	
Total		1704,61	207,26
N13	N12	1704,61	46,98
	Plancher étage courant	97,35	
	Poutres principales (0.30x0.40) m ²	12,6	
	Poutres secondaires (0.3x0.35) m ²	11,74	
	Poteau (0.65x0.60) m ²	29,83	
Total		1856,13	233,10

Avec : $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

$$N_u' = 1,35(1856,13) + 1,5(233,10) = 2855,42 \text{ KN}$$

- Pour le poteau P(C3).

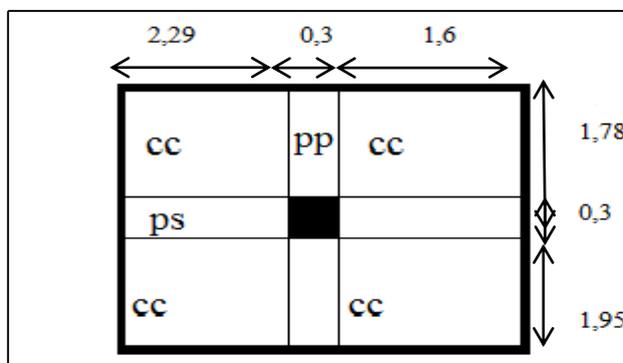


Figure II.18. Surface afférente de N1

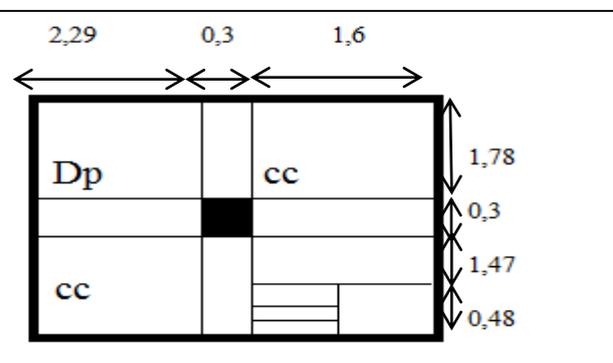


Figure II.19 .Surface afférente de N2 jusqu'à N12

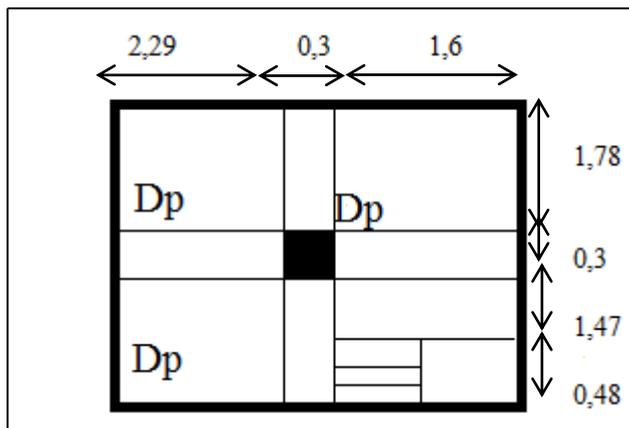


Figure II.20 .Surface afférente de N13.

a)- Calcul de la surface afférente :

Surface terrasse inaccessible $S_t = (2,29+0,3+1,60) \times (1,95+0,3+1,78)=16,88 \text{ m}^2$

Surface d'étage courant $S_e = 14,51 \text{ m}^2$

Surface de palier $S_p = (1,60 \times 1,47) = 2,35 \text{ m}^2$

Surface de la volée $S_v = (1,5 \times 0,48) = 0,72 \text{ m}^2$.

b)- Poids des poutres :

PP : $3,73 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 11,19 \text{ KN}$.

PS : $3,89 \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 10,21 \text{ KN}$.

c)- Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible $6,68 \times 16,88 = 112,75 \text{ KN}$.

Plancher à étage (habitation) : $(7,31 \times 5,38) + (4,076 \times 4,43) + (2,35 \times 5,18) + (0,72 \times 7,72) = 75,089 \text{ KN}$.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau P(B2) sont représentés dans le (Tableau II.14).

Tableau II.14. Descente de charge du poteau P (C3).

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible $6,83 \times 16,88$	115,29	16,88
	Poutres principales $(0,3 \times 0,4) \text{ m}^2$	11,19	
	Poutres secondaires $(0,3 \times 0,35) \text{ m}^2$	10,21	
	Poteau $(0,35 \times 0,3) \text{ m}^2$	7,58	
Total		144,27	16,88

N2	N1 Plancher étage courant Poutres principales (0,3x0,4) m ² Poutres secondaires (0,3x0,35) m ² Poteau (0,4x0,35) m ²	144,27 75,089 11,19 10,21 10,11	28,83
Total		250,869	45,71
N3	N2 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,40x0,35) m ²	250,869 75,089 11,19 10,21 10,71	28,83
Total		358,068	71,65
N4	N3 Plancher étage courant Poutres principales (0,3x0,4) m ² Poutres secondaires (0,3x0,35) m ² Poteau (0,45x0,40) m ²	358,068 75,089 11,19 10,21 13,71	28,83
Total		468,267	94,72
N5	N4 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,45x0,40) m ²	468,267 75,089 11,19 10,21 13,71	28,83
Total		578,466	115,07
N6	N5 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,50x0,45) m ²	578,466 75,089 11,19 10,21 17,21	28,83
Total		692,165	132,2
N7	N6 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,50x0,45) m ²	692,165 75,089 11,19 10,21 17,21	28,83
Total		805,864	146,61

N8	N7 Plancher étage courant Poutres principales (0.3x0.4) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0,55x0,50) m ²	805,864 75,089 11,19 10,21 21,24	146,61
Total		923,593	161,03
N9	N8 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.55x0.50) m ²	923,593 75,089 11,19 10,21 21,24	28,83
Total		1041,322	175,44
N10	N9 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.60x0.55) m ²	1041,322 75,089 11,19 10,21 25,24	28,83
Total		1163,051	189,86
N11	N10 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.60x0.55) m ²	1163,051 75,089 11,19 10,21 25,24	28,83
Total		1284,78	204,27
N12	N11 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.65x0.60) m ²	12784,78 75,089 11,19 11,21 29,83	28,83
Total		1411,099	218,69
N13	N12 Plancher étage courant Poutres principales (0.30x0.40) m ² Poutres secondaires (0.3x0.35) m ² Poteau (0.65x0.60) m ²	1411,099 74,882 11,19 10,21 29,83	36,14
Total		1537,151	237,67

Avec :

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

$$N_u' = 1,35(1537,151) + 1,5(237,67) = 2431,658 \text{ KN.}$$

En constate que le poteau le plus sollicitons est le poteau P(B2), voisin de rive.

Qui à la valeur, $N_u' = 2855,42 \text{ KN}$

Dans notre structure on a la continuité de portique, d'après le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

-10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

-15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées et un voisin de rive, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N_u' = 1,1 \times 2855,42$$

$$N_u = 3140,96 \text{ KN.}$$

II.7.1. Vérification des poteaux

- **Entre-sol:**

a)- Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{Avec, } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{3140,96 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,22 \text{ m}^2$$

Avec B : la section de poteau.

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

Or, pour le poteau à la base $B = 0,6 \times 0,65 = 0,39 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,39 \text{ m}^2 \geq 0,22 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Le (Tableau II.15) résume les vérifications à la compression de tous les niveaux :

Tableau II.15.Résultats de la Vérification à la compression simple.

Niveaux	Nu (KN)	Sections (m ²)	Condition B adopté > B calculé		observation
			B adopté	B calculé	
entre-sol et RDC	3140.96	0.65x0.60	0.390	0.22	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	2620,96	0.60x0.55	0.330	0.184	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2129,90	0.55x.50	0.275	0.149	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1649,31	0.50x0.45	0.225	0.116	Vérifiée

7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	1176,88	0.45x0.40	0.180	0.082	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	696,25	0.40x0.35	0.140	0.049	Vérifiée
11 ^{ème} étage	185,88	0.35x0.30	0.105	0.013	Vérifiée

b)- Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B. 8. 4. 1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$$

$$B = 0.6 \times 0.65 = 0.39m^2.$$

$$I = \frac{0.65 \times 0.60^3}{12} = 1.17 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.37 \times 10^{-2}}{0.39}} = 0.173m$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.187} = 12.36 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.45}{35}\right)^2} = 0.829$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq \frac{3140,96 \times 10^{-3}}{0.832 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.172 m^2$$

Or nous avons $B_r = (65 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3654 m^2$

$0.3654 > 0.172$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Le (Tableau II.16) résume les vérifications au flambement de tous les niveaux

Tableau II.16. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	Sections (m ²)	Condition B _r adopté > B _r calculé		observation
			B _r adopté	B _r calculé	
entre-sol et RDC	3140.96	(0.65x0.60)	0.365	0.172	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	2620,69	(0.60x0.55)	0.307	0.144	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2129,90	(0.55x0.50)	0.254	0.117	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1649,31	(0.50x0.45)	0.206	0.091	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	1176,88	(0.45x0.40)	0.163	0.065	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	696,25	(0.40x0.35)	0.125	0.039	Vérifiée
11 ^{ème} étage	185,88	(0.35x0.30)	0.089	0.0106	vérifiée

c)-Vérification aux exigences de l'RPA

Tableau II.17 : Résultat de vérification aux exigences de l'RPA

poteaux	Entre-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage	11 ^{ème} étage
Min(b, h) ≥ 25cm	65x60	60x55	55x50	50x45	45x40	40x35	40x35	35x30
Min(b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$	14,3	14,3	14,3	14,3	14,3	14,3	13,45	13,45
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	0,76	0,91	0,909	0,9	0,88	0,87	0,87	0,85
vérifiée								

Conclusion : D'après les résultats du pré-dimensionnement les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Poteaux de entre-sol et RDC : $(60 \times 65) \text{ cm}^2$

Poteaux de 1^{ème} et 2^{ème} étage : $(55 \times 60) \text{ cm}^2$

Poteaux de 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(50 \times 55) \text{ cm}^2$

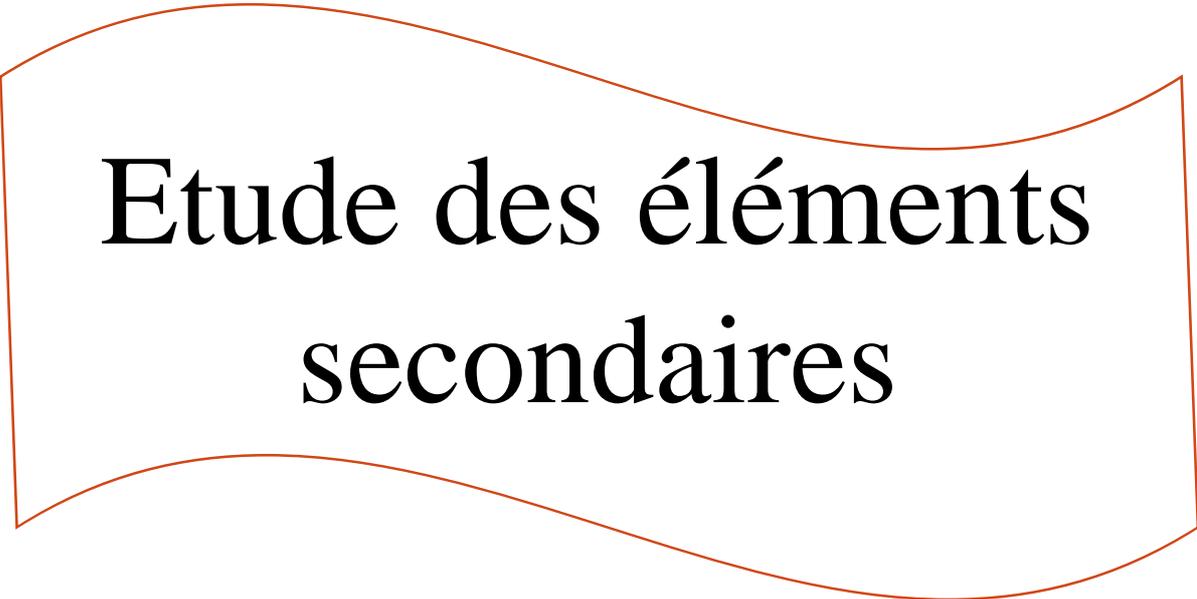
Poteaux de 5^{ème} et 6^{ème} étage : $(45 \times 50) \text{ cm}^2$

Poteaux de 7^{ème} et 8^{ème} étage : $(40 \times 45) \text{ cm}^2$

Poteaux de 9^{ème} étage et 1^{er} DUPLEX : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

Poteaux de 2^{ème} DUPLEX : $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

Donc on passe au chapitre III pour l'étude des éléments secondaires.



**Etude des éléments
secondaires**

III.1. Introduction

Le squelette d'un bâtiment est constitué de deux types d'éléments : les éléments structuraux et les éléments non structuraux, en ce qui concerne ce présent chapitre, on va s'intéresser à l'étude des éléments secondaires tel que, les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine), les poutres de chaînage, l'acrotère et les escaliers et l'ascenseur.

III.2. Etude des planchers

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

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

✚ Planchers à corps creux

➤ Etude des poutrelles

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

➤ Disposition des poutrelles

Dans notre cas, les poutrelles sont disposées dans le sens transversal respectant les critères de continuité et de la petite portée comme illustré dans la figure III.1.

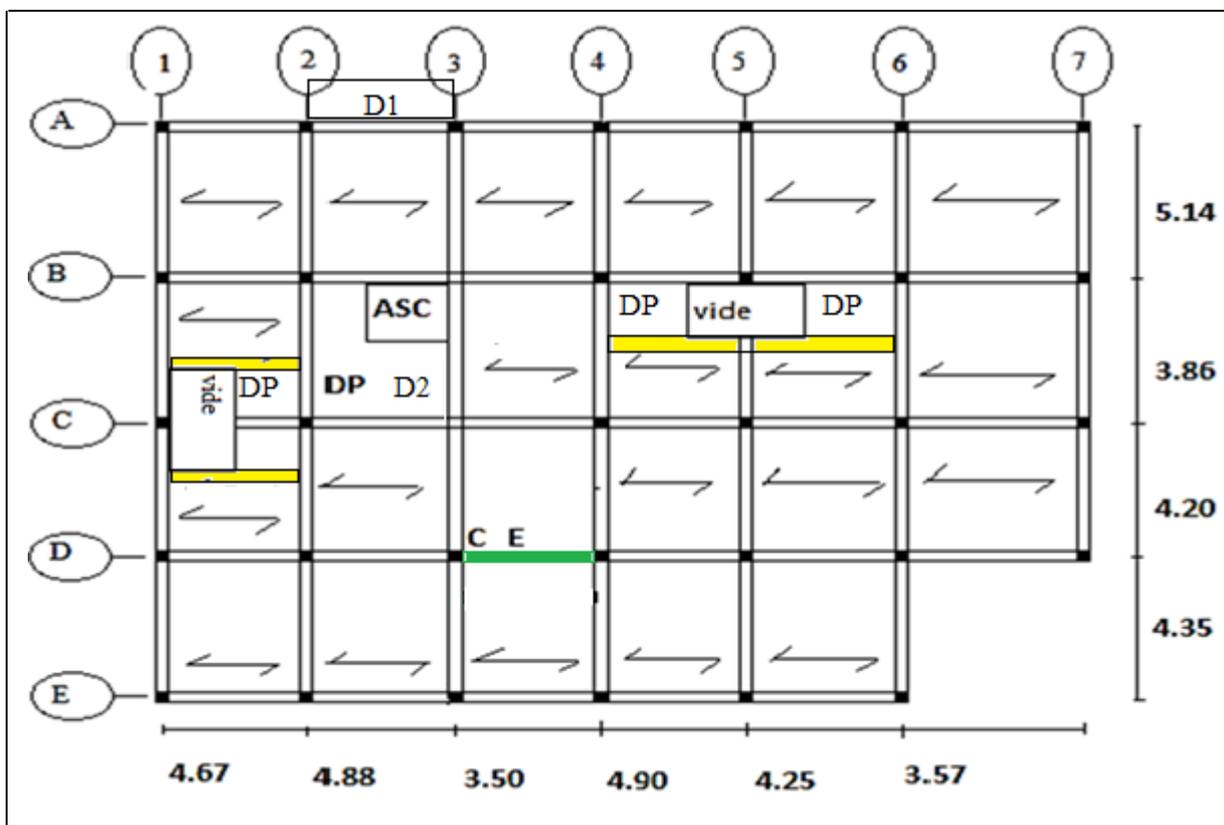


Figure III.1. Plan de disposition des poutrelles

➤ Les différents types de poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés dans le (Tableau III.1).

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

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

- Etage courant : type 1, 2, 3, 4, 5, 6
- Etage accessible : type 2
- Etage inaccessible : type 2, 3, 4, 5, 6

❖ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues.

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u \times b$.

ELS : $q_{ser}=Q+G$; $p_{ser}= q_{ser} \times b$ avec : $b=0.65m$.

- Plancher étage courant :

$$G = 5,38 \text{ KN/m}^2 \quad .Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$p_u = [(1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 1,5)] \times 0,65 = 6,183 \text{ KN/ml}$$

$$p_{ser} = [(5,38 + 1,5)] \times 0,65 = 4,472 \text{ KN/ml}$$

- Plancher terrasse accessible :

$$G = 6,68 \text{ KN/m}^2 \quad .Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$p_u = [(1,35 \times 6,68 + 1,5 \times 1,5)] \times 0,65 = 7,324 \text{ KN/ml}$$

$$p_{ser} = [(6,68 + 1,5)] \times 0,65 = 5,317 \text{ KN/ml}$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,83 \text{ KN/m}^2 \quad .Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$p_u = [(1,35 \times 6,83 + 1,5 \times 1)] \times 0,65 = 6,968 \text{ KN/ml}$$

$$p_{ser} = [(6,83 + 1)] \times 0,65 = 5,089 \text{ KN/m}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues. Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

1) Méthode Forfaitaire

Le **BAEL 91 (Art .L.III.2)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$;
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- fissuration peu nuisible (F.P.N)

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

a) Valeurs des moments :

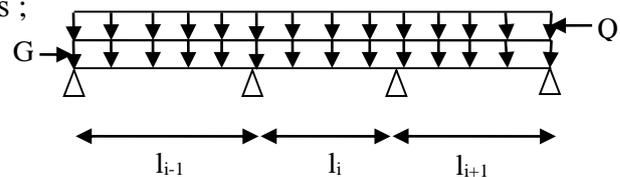


Figure III.2. Schéma d'une poutre continue

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure.III.1) et soit

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

avec: α = coefficient traduisant l'importance

les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

• **En travées**

$$a) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05, (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

$$b) \begin{cases} M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive ;} \\ M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **En appui :**

les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\begin{cases} -0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ -0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ -0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec :

M_0 moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l_i : portée de la travée

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.15M_0)$.

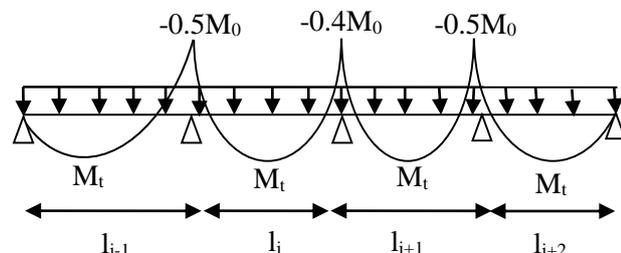
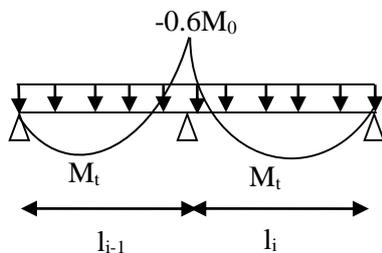


Figure III.3. Moments d'une poutre à 2 travées

Figure III.4. Moments d'une poutre à plus de deux travées

b) **Évaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées ;
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées ;

- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

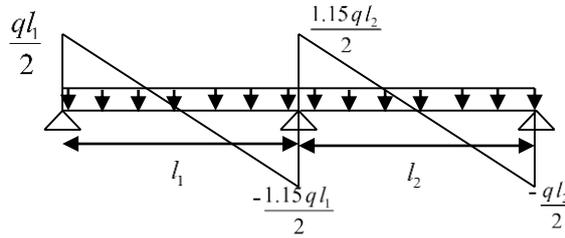


Figure III.5. Effort tranchant d'une poutre à 2 travées

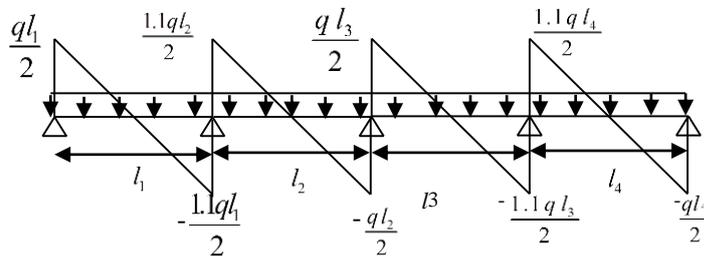


Figure III.6. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

2). Méthode de Caquot

(Annexe E.2 du BAEL 91)

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite. Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;
- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

➤ Principe de la méthode

a) Évaluation des moments

• Moment sur appuis (Mi)

pour une charge répartie :
$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

pour une charge concentré :
$$M_i = \frac{k_g \times p_g \times l_g'^2 + k_d \times p_d \times l_d'^2}{l_g' + l_d'}$$

avec

$$K_d = \frac{1}{2.125} x(1-x)(2-x)$$

$$K_d = \frac{1}{2.125} x(1-x)(2-x)$$

Tel que $\left\{ \begin{array}{l} l_g' \text{ et } l_d' \text{ longueur fictives.} \\ q_g, : q_d \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{array} \right.$

$$l' = \begin{cases} 0.8.l : \text{travée intermédiaire} \\ l : \text{travée de rive.} \end{cases}$$

• **Moment en travée (M_t)**

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

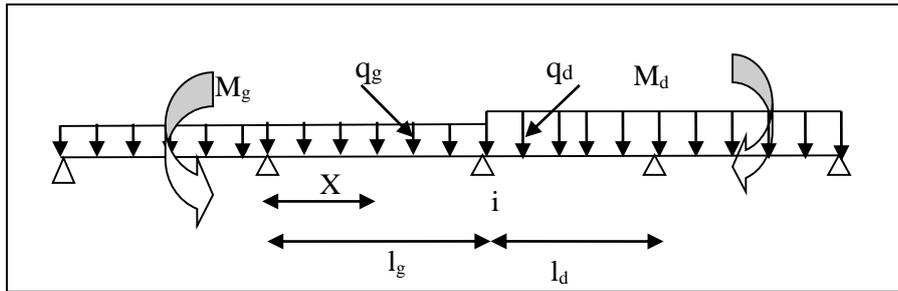


Figure III.7. Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

b) Évaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

avec :

Md: moment en appui de droite de la travée considérée.

Mg: moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

Remarque :

Dans ce qui suit, on fixe l'idée d'opter le même ferrailage pour un niveau donné et ce pour des raisons de contrainte de chantier, donc le calcul se résume uniformément à étudier les cas défavorables parmi les différents types de poutrelles.

Si on analyse le tableau III.1. on voit bien que les types 3 et 5 sont les cas les plus défavorables pour le plancher étage courant et terrasse inaccessible et le type 1 pour terrasse accessible.

a) Etude de Plancher étage courant :

❖ **Vérification des conditions de BAEL (Art. L.III,2)**

- Pour la poutrelle type 5 :

1^{ère} condition :

Plancher étage courant à usage d'habitation :

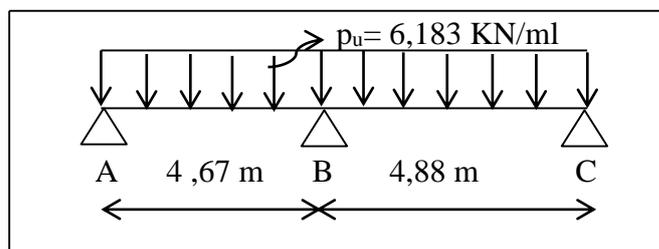
$$G=5,38 \text{ KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5,38 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$0.8 \leq 4,67/4,88 \leq 1.25 \quad \text{vérifiée.}$$

3^{ème} condition : le moment d'inertie est considéré constant sur toutes les travées.**4^{ème} condition :** la fissuration est peut nuisible.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour le type 5 ; donc la méthode forfaitaire est applicable :

**Figure III.8 :** schéma statique de la poutrelle**1) Calcul des moments isostatiques :****A L'ELU :**

$$\text{TravéeAB: } M_{0AB}^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,183 \times 4,67^2}{8} = 16,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{TravéeBC: } M_{0BC}^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,183 \times 4,88^2}{8} = 18,40 \text{ KN.}$$

A L'ELS

$$\text{TravéeAB: } M_{0AB}^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,472 \times 4,67^2}{8} = 12,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{TravéeBC: } M_{0BC}^s = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,472 \times 4,88^2}{8} = 13,31 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

Le **BEAL** exige des aciers de fissuration :

$$M_0^u = \text{Max} (M_{AB}^u ; M_{BC}^u) \Rightarrow M_0^u = M_{02}^u = 18,40 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = \text{Max} (M_{AB}^s ; M_{BC}^s) \Rightarrow M_0^s = M_{02}^s = 13,31 \text{ KN.m}$$

$$M_A^u = M_C^u = -0,15 M_0^u = -2,76 \text{ KN. m}$$

$$M_A^s = M_C^s = -0,15 M_0^s = -1,99 \text{ KN. m}$$

$$M_B^u = -0,6 M_0^u = -11,04 \text{ KN. m}$$

$$M_B^s = -0,6 M_0^s = -7,99 \text{ KN. m}$$

➤ **Calcul des Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,38} = 0,218$$

A L'ELU

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

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{dans une travée de rive.}$$

A L'ELU :

$$\text{Travée AB:} \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{AB} \geq 1,065 M_0^{AB} - \frac{M_d}{2} \\ M_t^{AB} \geq 0,632 M_0^{AB} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 12,436 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC:} \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1,065 M_0^{BC} \\ M_t^{BC} \geq 0,632 M_0^{BC} - \frac{M_g}{2} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 14,088 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$\text{Travée AB :} \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{AB} \geq 1,065 M_0^{AB} \\ M_t^{AB} \geq 0,632 M_0^{AB} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC:} \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1,065 M_0^{BC} \\ M_t^{BC} \geq 0,632 M_0^{BC} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 10,149 \text{ KN.m}$$

A L'ELU:

$$\text{Travée AB :} \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{AB} \geq 1,065 M_0^{AB} - \frac{M_d}{2} \\ M_t^{AB} \geq 0,632 M_0^{AB} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 12,436 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC:} \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1,065 M_0^{BC} \\ M_t^{BC} \geq 0,632 M_0^{BC} - \frac{M_g}{2} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 14,088 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB:} \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{AB} \geq 1,065 M_0^{AB} \\ M_t^{AB} \geq 0,632 M_0^{AB} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 8,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC: } \Rightarrow \max \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1,065 M_0^{BC} \\ M_t^{BC} \geq 0,632 M_0^{BC} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 10,149 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

A L'ELU :

$$\text{Travée AB: } \Rightarrow \max \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6,183 \times 4,67}{2} = 14,43 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 \frac{q_u \times l}{2} = -1,15 \frac{6,183 \times 4,67}{2} = -16,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC :} \Rightarrow \max \begin{cases} V_B = 1,15 \frac{q_u \times l}{2} = 1,15 \frac{6,183 \times 4,88}{2} = 17,35 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l}{2} = -\frac{6,183 \times 4,88}{2} = -15,08 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS:

$$\text{Travée AB :} \Rightarrow \max \begin{cases} V_A = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4,472 \times 4,67}{2} = 10,44 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 \frac{q_s \times l}{2} = -1,15 \frac{4,472 \times 4,67}{2} = -12,00 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC :} \Rightarrow \max \begin{cases} V_B = 1,15 \frac{q_s \times l}{2} = 1,15 \frac{4,472 \times 4,88}{2} = 12,54 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_s \times l}{2} = -\frac{6,183 \times 4,88}{2} = -10,91 \text{ KN} \end{cases}$$

- Pour la poutrelle type 3:

Eton que la poutrelle est isostatique donc on va utiliser la méthode RDM .

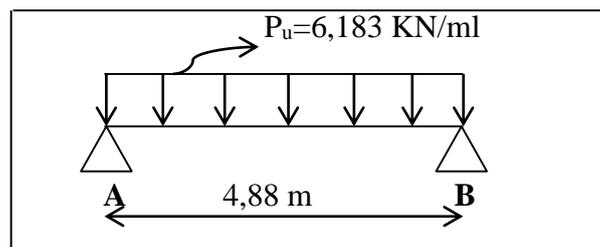


Figure III.9 : schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul de moment isostatique :**

A L'ELU :

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,183 \times 4,88^2}{8} = 18,40 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,472 \times 4,88^2}{8} = 13,31 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en appuis :**

$$M_A^u = M_B^u = -0,15 M_0^u = -2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_A^s = M_B^s = -0,15 M_0^s = -1,99 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des Moments en travées :****A L'ELU :**

$$M_t^{AB} = M_0^u = 18,40 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_t^{AB} = M_0^s = 13,31 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul d'effort tranchant :****A L'ELU :**

$$V_A = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6,183 \times 4,88}{2} = 15,08 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6,183 \times 4,88}{2} = -15,08 \text{ KN}$$

2) Ferrailage de Plancher étage courant :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant.

➤ **Les sollicitations maximales :**

$$\text{À l'ELU : } M_t^{\max} = 18,4 \text{ KN.m} \quad \text{À l'ELS : } M_t^{\max} = 13,31 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 11,04 \text{ KN.m} \quad M_a^{\max} = 7,99 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 17,35 \text{ KN} \quad V^{\max} = 12,54 \text{ KN}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 2,76 \text{ KN.m} \quad M_a^{\text{rive}} = 1,99 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :
 $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $ht=21\text{cm}$.

❖ **Armature longitudinales**➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^3 = 76,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 76,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 18,4 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u$ alors, on calcul une section ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{18,4 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,19^2 \times 0,65} = 0,055$$

$$\mu_{bu} = 0,055 < 0,186$$

On est en pivot A : $\varepsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = 0,055 < \mu_l 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) = 0,071$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,19(1 - 0,4 \times 0,071) = 0,184 \text{ m}$$

$$A = \frac{18,4 \times 10^{-3}}{0,184 \times 348} = 2,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 2,86 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité ;**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 19 \times 2,1}{400} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc en ferraille avec le $A = 2,86 \text{ cm}^2$

On prend 3HA12 $\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage en appui :**

a) **Appuis intermédiaire :**

$$M_a^{int} = -11,04 < 0$$

La table de compression est tendue \Rightarrow elle n'intervient pas dans la résistance .

\Rightarrow revient à calculer une section $b_0 \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,04 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19^2 \times 14,2} = 0,215 > 0,186$$

On est en pivot B :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,215}) = 0,306$$

Calcul de f_{st}

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 7,93\text{‰}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,73\text{‰}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 0,306$$

$$Z = 0,19 \times (1 - 0,4 \times 0,306) = 0,166 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{11,04 \times 10^{-3}}{0,166 \times 348} = 1,91 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 1,91 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,19 \times 2,1}{400} = 2,29 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,229 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc en ferraille avec le $A = 1,91 \text{ cm}^2$

On choisit : 1HA10(filante)+1HA12(chapeau) $\Rightarrow A_a = 1,92 \text{ cm}^2$

b) Appuis de rive :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$ car la table de Compression est entièrement tendue.

On a : $M_a = -2,76 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2,76 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu_{bu} < 0,186$$

On est en pivot A :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053}) = 0,068$$

$$Z = 0,19 \times (1 - 0,4 \times 0,068) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{2,76 \times 10^{-3}}{0,184 \times 348} = 0,4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,4 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,19 \times 2,1}{400} = 2,29 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,229 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_a \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc en ferraille avec le $A = 0,4 \text{ cm}^2$

On choisit : 1HA8 $\Rightarrow A_a = 0,5 \text{ cm}^2$

3) Vérifications à l'ELU :

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{17,35 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,19} = 0,91 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le **BAEL 91(Art A.7.2.2.2)**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min} ; h/35 ; b_0/10)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (10 ; 21/35 ; 10/10) = 0.6 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisit un étrier avec $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'espacement St :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 17,1 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 364.8 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$K=1$ (flexion simple)

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

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

a) Appuis de rives :

Remarque : on prend le moment en appui avec son signe.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 17,35 \times 10^{-3}}{400} = 0,498 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 0,5 \geq 0,498 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Appuis intermédiaires

$$A_L = A_{\text{inf}} + A_{\text{sup}}$$

$$A_L = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 5,31 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(17,35 + \frac{11,04}{0,9 \times 0,19} \right) = 0,235 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 5,31 \text{ cm}^2 \geq 0,235 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la bielle**

$$\left\{ \begin{array}{l} bc \leq \frac{0,85fc28}{\gamma b} \dots\dots\dots (1) \\ \sigma_{bc} = \frac{2Vu}{ab_0} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$(2) \text{ dans } (1) \Leftrightarrow Vu \leq 0,267 \times a_0 \times b_0 \times fc28$$

Avec : $a = \min(a_1; a_2)$

$$a_1 = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,19 = 17,1 \text{ cm}$$

$$a_2 = l_a - 2 \cdot c = 30 - 4 = 26 \text{ cm} \quad \text{avec } l_a : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$Vu = 17,35 \text{ kN} \leq 0,267 \times 0,171 \times 0,1 \times 25 = 114,14 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification à la jonction table nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{17,35 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,19 \times 0,65 \times 0,05} = 0,858 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérifications à L'ELS :

• En travée

- Position de l'axe neutre (y) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times 0,05^2}{2} - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,19 - 0,05) = 1,006 \times 10^{-4} \text{ m}^3 = 100,6 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0,65}{2} y^2 + 15(3,39 \times 10^{-4} + 0)y - 15(3,39 \times 10^{-4} \times 0,19) = 0$$

$$0,325y^2 + 50,85 \times 10^{-4}y - 9,66 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 0,047 \text{ m}$$

- Moment d'inertie ;

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times 0,047^3 + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,19 - 0,047)^2 = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contraintes ;

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{13.31 \times 10^{-3} \times 0.047}{1.26 \times 10^{-4}} = 4.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.96 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis intermédiaires**

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} (0.19 - 0.05) = 4.093 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire b*h.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(1.92 \times 10^{-4} + 0)y - 15(1.92 \times 10^{-4} \times 0.19) = 0$$

$$0.325y^2 + 2.88 \times 10^{-3}y - 5.47 \times 10^{-4}$$

$$\Delta = 7.1939 \times 10^{-4}$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0268$$

$$\Rightarrow y = 0.0368 \text{ m}$$

- **Calcul de moment :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.0368^3 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} (0.19 - 0.0368)^2 = 7.84 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.99 \times 10^{-3}}{7.84 \times 10^{-5}} \times 0.0368 = 3.75 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

5) État limite de déformation

BAEL91 (Article L.VI, 2)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Évaluation de la flèche ;**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{16}{488} = 0.032 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{488}{500} = 0.98cm$$

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

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

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

➤ Évaluation des moments en travée ;

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

➤ Contraintes (σ_s) :

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

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

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

➤ Inerties fictives (I_f)

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

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

6) État limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\begin{aligned} - \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ - \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ - \frac{A}{b_0 \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{16}{488} = 0.032 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

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

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

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

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 3,95 = 2,656 \text{ KN / m}$$

$$: G = G_{total} - \text{Grevêtement} = 5,38 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,95 \text{ KN / m}^2$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,38 = 3,497 \text{ KN / m}$$

$$: G = G_{total} = 5,38 \text{ KN / m}^2$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (5,38 + 1,5) = 4,472 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2,656 \times 4,88^2}{8} = 7,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3,497 \times 4,88^2}{8} = 10,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4,472 \times 4,88^2}{8} = 13,31 \text{ KN.m}$$

• Propriété de la section

Position de l'axe neutre :

$$y = 4,7 \text{ cm .}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 h^2 / 2 + (b - b_0) h_0^2 / 2 + n(A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times 21^2 / 2 + (65 - 10) \times 5^2 / 2 + 15(3,39 \times 19)}{65 \times 21 + (65 - 10)5 + (15 \times 3,39)} = 7,20 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{10}{3} (7,20)^3 - (10) \frac{(7,2 - 21)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(7,2 - 10)^3}{3} + 15(3,39(19 - 7,2)^2) = 23732 \text{ cm}^4$$

$I_0 = 23732 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton).

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{10 \times 19} = 0,017$$

➤ **Modules de Young instantané et différé :**

$E_i = 32164,2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

➤ **Coefficients λ , μ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{0,1}{0,65}) 0,017} = 2,39 & \text{Déformation instantanée.} \\ \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0,95 & \text{Déformation différée.} \end{cases}$$

➤ **Calcul des σ_{st} :**

$$y = 4,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times 0,047^3 + 15 \times 13,39 \times 10^{-4} (0,19 - 0,047)^2 = 1,264 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = 1,264 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{7,9 \times 10^{-3} \times (0,19 - 0,047)}{1,264 \times 10^{-4}} = 133,84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{10,4 \times 10^{-3} \times (0,19 - 0,047)}{1,264 \times 10^{-4}} = 176,23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{13,31 \times 10^{-3} \times (0,19 - 0,047)}{1,264 \times 10^{-4}} = 225,36 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0,017 \times 133.84 + 2,1} = 0,68$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0,017 \times 176.23 + 2,1} = 0,75$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0,017 \times 225.36 + 2,1} = 0,79$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 23732}{1 + 2,39 \times 0,68} = 9900.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 23732}{1 + 2,39 \times 0,75} = 9349.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 23732}{1 + 2,39 \times 0,79} = 8978.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 23732}{1 + 0,95 \times 0,75} = 15205 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{7.9 \times 10^{-3} \times 4,88^2}{10 \times 23164,2 \times 990.7 \times 10^{-8}} = 5.91 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.4 \times 10^{-3} \times 4,88^2}{10 \times 23164,2 \times 9349.7 \times 10^{-8}} = 8.24 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{13.31 \times 10^{-3} \times 4,88^2}{10 \times 23164,2 \times 8978.5 \times 10^{-8}} = 10.97 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{10.4 \times 10^{-3} \times 4,88^2}{10 \times 10721,40 \times 15205 \times 10^{-8}} = 15.20 \times 10^{-3} \text{ m}$$

➤ **La flèche totale Δf**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.20 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 1.20 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,976 \text{ cm}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche n'est pas vérifiée. Donc on augmente la section de ferrailage talque $A_t = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$. est les résultats sont résumés dans le (tableau.III.7).

b) Etude de Plancher terrasse accessible :

- Poutrelle Type 01 :

La condition du rapport entre deux travées successives $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode de *CAQUOT* minorée.

$$\dot{G} = 6,68 \times 2/3 = 4,45 \text{ KN / m}^2$$

$$\mathbf{Pu} = ((1,35 \times 4,45) + (1,5 \times 1,5)) \times 0,65 = 5,37 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{Ps} = (4,45 + 1,5) \times 0,65 = 3,86 \text{ KN/ml}$$

1) Calcul des moments isostatiques :**A L'ELU :**

$$\text{Travée AB : } M_0^u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,37 \times 4,67^2}{8} = 14,63 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,37 \times 4,88^2}{8} = 15,98 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_0^u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,37 \times 3,5^2}{8} = 8,22 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_0^u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,37 \times 4,9^2}{8} = 16,11 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée EF : } M_0^u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,37 \times 4,25^2}{8} = 12,12 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée FG : } M_0^u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,37 \times 3,57^2}{8} = 8,55 \text{KN.m}$$

➤ Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4,67 \text{ m ;}$$

$$L'_{BC} = 0,8L_{BC} = 3,904 \text{ m ;}$$

$$L'_{CD} = 0,8L_{CD} = 2,8 \text{ m ;}$$

$$L'_{DE} = 0,8L_{DE} = 3,92 \text{ m ;}$$

$$L'_{EF} = 0,8L_{EF} = 3,4 \text{ m ;}$$

$$L'_{FG} = L_{FG} = 3,57 \text{ m.}$$

➤ Calcul des moments en appuis**• Appuis de rives :**

$$M_A = M_C = 0$$

Le **BEAL** exige des aciers de fissuration :

$$M_A^u = M_G^u = -0,15M_0^u = -2,41 \text{KN.m}$$

$$M_A^s = M_G^s = -0,15M_0^s = -1,737 \text{KN.m}$$

• Appuis intermédiaires:

$$M_B = -\frac{P_g L_g^3 + P_d L_d^3}{8,5 * (L'_d + L'_g)}$$

$$M_B = -\frac{5,37 \times 4,67^3 + 5,37 \times 3,904^3}{8,5 * (4,67 + 3,904)} = -11,88 \text{KN.m}$$

A l'ELU

$$M_B = -11,88 \text{KN.m ;}$$

$$M_C = -7,67 \text{KN.m ;}$$

$$M_D = -7,72 \text{KN.m ;}$$

$$M_E = -8,59 \text{KN.m .}$$

$$M_F = -10,52 \text{KN.m ;}$$

A l'ELS

$$M_B = -\frac{3,86 \times 4,67^3 + 3,86 \times 3,904^3}{8,5 * (4,67 + 3,904)} = -8,54 \text{KN.m}$$

$$M_B = -8,54 \text{KN.m} ;$$

$$M_C = -5,51 \text{KN.m} ;$$

$$M_D = -5,55 \text{KN.m} ;$$

$$M_E = -6,17 \text{KN.m}.$$

$$M_F = -7,58 \text{KN.m} ;$$

➤ Calcul des moments en travées

$$G = 6,68 \text{KN / m}^2$$

$$P_u = ((1,35 \times 6,68) + (1,5 \times 1,5)) \times 0,65 = 7,324 \text{KN/ml.}$$

$$P_s = (6,68 + 1,5) \times 0,65 = 5,317 \text{KN/ml}$$

$$M(x) = \frac{P \times x}{2} (L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

• Travée (AB)**A l'ELU**

$$x_0 = 1,98 \text{ m} ;$$

$$M_0(x) = \frac{7,324 \times 1,98}{2} (4,67 - 1,98) = 19,50 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB}^{max} = \frac{7,324 \times 1,98}{2} (4,67 - 1,98) - 11,88 \times \frac{1,98}{4,67} = 14,46 \text{KN.m} ;$$

Les autres résultats de calcul des moments en travée sont résumés dans le (**Tableau.III.2**).

Tableau.III.2. les Calcul des moments en travées

Travées	ELU		ELS	
	X ₀ (m)	M _t ^{max} (KN.m)	X ₀ (m)	M _t ^{max} (KN.m)
AB	1.98	14.46	1.85	9.16
BC	2.55	12.07	2.06	6.12
CD	1.74	3.51	1.74	0.44
DE	2.42	13.82	2.3	10.03
EF	2.06	6.99	2.16	4.19
FG	2.18	7.00	2.18	4.31

➤ **Evaluation de l'effort tranchant**

$$V(x) = \frac{p_u \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

• **Travée (AB)**

A l'ELU

$$V_A = \frac{7,324 \times 4,67}{2} - \frac{11,88}{4,67} = 14,55 \text{ KN ;}$$

$$V_B = -\frac{7,324 \times 4,67}{2} - \frac{11,88}{4,67} = -19,64 \text{ KN ;}$$

• **Travée (BC)**

A l'ELU

$$V_B = \frac{7,324 \times 4,88}{2} + \frac{-7,72 + 11,88}{4,88} = 18,73 \text{ KN ;}$$

$$V_C = -\frac{7,324 \times 4,88}{2} + \frac{-7,72 + 11,88}{4,88} = -17,00 \text{ KN ;}$$

• **Travée (CD)**

A l'ELU

$$V_C = \frac{7,324 \times 3,5}{2} + \frac{-7,72 + 7,67}{3,5} = 12,8 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{7,324 \times 3,5}{2} + \frac{-7,72 + 7,67}{3,5} = -12,83 \text{ KN}$$

• **Travée (DE)**

A l'ELU

$$V_D = \frac{7,324 \times 4,9}{2} + \frac{-8,59 + 7,72}{4,9} = 17,76 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{7,324 \times 4,9}{2} + \frac{-8,59 + 7,72}{4,9} = -18,12 \text{ KN}$$

• **Travée (EF)**

A l'ELU

$$V_E = \frac{7,324 \times 4,25}{2} + \frac{-7,68 + 8,59}{4,25} = 15,77 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{7,324 \times 4,25}{2} + \frac{-7,68 + 8,59}{4,25} = -15,26 \text{ KN ;}$$

• **Travée (FG)**

A l'ELU

$$V_F = \frac{7,324 \times 3,57}{2} + \frac{-7,68}{3,57} = 10,92 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{7,324 \times 4,25}{2} + \frac{-7,68 + 8,59}{4,25} = -15,22 \text{ KN ;}$$

c) Etude de Plancher terrasse inaccessible

Les résultats obtenus dans la méthode forfaitaire utilisée pour le type 5 et la méthode de RDM pour le type 3 dans le plancher terrasse inaccessible sont résumés dans les (**Tableau III.3**).

Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible) (type 5)

Tavées	ELU					ELS				
	P_u (KN/ml)	M_{appuis} (KN.m)		$M_{travée}$ (KN.m)	V_{max} (KN)		P_s KN/ml	M_{appuis} (KN.m)		$M_{travée}$ KN.m
AB	6.69	A	B	13.72	A	B	5.08	A	B	10.02
		-3.11	-12.44		16.27	-18.71		-2.27	-9.08	
BC	6.96	B	C	14.55	B	C	5.08	B	C	11.36
		-12.44	-3.11		19.55	-17.00		-9.08	-2.27	

Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible) (type 3)

Tavées	ELU					ELS				
	P_u (KN/ml)	M_{appuis} (KN.m)		$M_{travée}$ (KN.m)	V_{max} (KN)		P_s KN/ml	M_{appuis} (KN.m)		$M_{travée}$ KN.m
AB	6.69	A	B	20.74	A	B	5.08	A	B	15.15
		-3.11	-3.11		16.27	-16.27		-2.27	-2.27	

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le (**Tableau III.5**).

Tableau III.5. Ferrailage des poutrelles de tous les étages

	nature	M KN.m	μ_{bu}	α	Z cm	Acal cm ²	Amin cm ²	Aado (cm ²)
Étage courant	travée	14,08	0,042	0,054	18,50	2,17	1,49	3HA14=4,62
	App (int)	11,04	0,215	0,306	16,66	1,91	0,22	1HA12+1HA10=1,92
	App (rive)	2,76	0,053	0,068	18,48	0,40	0,22	1HA8=0,5
Terrasse inaccessible	travée	20,74	0,062	0,0805	18,30	3,24	1,49	3HA12+1HA10=4,18
	App (int)	12,44	0,243	0,354	16,30	2,19	0,2	2HA12=2,26
	App (rive)	3,11	0,003	0,0038	18,90	0,47	0,22	1HA8=0,5
Terrasse accessible	travée	14,46	0,043	0,055	18,50	2,23	1,49	2HA14+2HA12=5,34
	App (int)	11,88	0,232	0,335	16,40	2,07	0,22	2HA12=2,26
	App (rive)	2,41	0,046	0,0599	0,18	0,37	0,22	1HA8=0,5

2) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ État limite de compression du béton :

Tableau III.6. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

plancher	En travée				En appuis				observation
	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b Mpa	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b Mpa	
étage courant	18.4	4,7	16945	4.96	11,04	3,68	7840	3,75	vérifiée
Terrasse inaccessible	20,74	4,5	11500	5,39	12,44	3,33	6583,4	1,13	vérifiée
Terrasse accessible	14,46	4,51	11593	3,56	11,88	3,96	9013,7	3,75	vérifiée

3) État limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Le (Tableau III.7) résume les résultats obtenus.

Tableau III.7. Vérification de l'état limite de déformation.

planchers	étage habitation	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible
q_{jser} KN/m	2,656	1,9725	1,982
q_{gser} KN/m	3,497	4,439	4,342
q_{pser} KN/m	4,472	5,089	5,327
M_{jser} KN.m	7.90	4,032	4,42
M_{gser} KN.m	10.40	9,076	9,693
M_{pser} KN.m	13.31	10,40	11,89
$I0$ (cm ⁴)	26719	26020	27594
ρ	0,02	0,023	0,028
λ_i	1.75	1,79	1,517
λ_v	0,70	0,717	0,667
σ_{sj} (Mpa)	99.06	51,81	48,479
σ_{sg} (Mpa)	130.43	116,615	106,203
σ_{sp} (Mpa)	166.79	133,689	130,296
μ_j	0,68	0,477	0,5132
μ_g	0,75	0,721	0,738
μ_p	0,79	0,752	0,780

I_{ij} (cm ⁴)	13079	15423	17062
I_{ig} (cm ⁴)	12439	12478	14314
I_{ip} (cm ⁴)	12003	12187	13893
I_{vg} (cm ⁴)	19459	18861	20959
f_{ji} (mm)	4.44	1,77	1,920
f_{gi} (mm)	6.14	4,932	5,014
f_{pi} (mm)	8.14	5,78	6,337
f_{gv} (mm)	12.14	9,78	10,273
Δf (mm)	9.70	8,87	9,67
f_{adm} (mm)	9,76	9,34	9,8
observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

❖ Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
étage courant	<p>1HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA12</p> <p>1HA10</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>3HA14</p>
	<p>1HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>1HA10</p> <p>3HA12</p>	<p>2HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>3HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>3HA12</p>
	<p>1HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>2HA12</p> <p>2HA14</p>	<p>2HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>2HA14</p>	<p>1HA12</p> <p>Φ6st15cm</p> <p>2HA14</p>

III.2. Ferrailage de la dalle de compression

- Armatures perpendiculaires à la nervure

Selon le **CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3)** :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures parallèles à la nervure

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé **TS $\Phi 5$ 150×150**

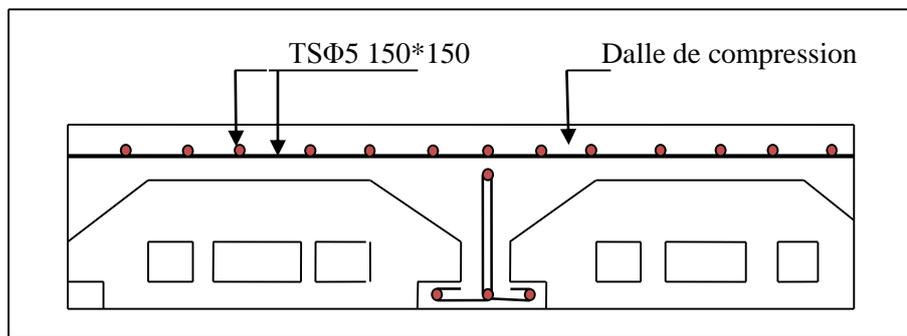


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Etude de la poutre de chaînage

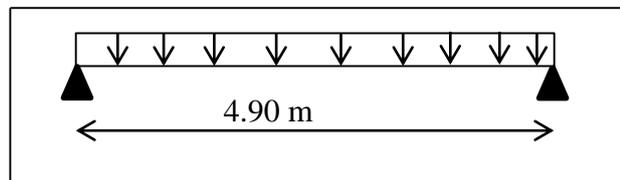


Figure III.11. Schéma statique de poutre chaînage

✚ Dimensionnement :

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

-La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L=4.90$ m

Selon la condition de la flèche :

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

$$32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

-Selon (**Art. 9.3.3 du RPA99/Version 2003**)

$$h \geq 15 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{2}{3} \times 21 = 14 \text{ cm}$$

Soit : $h=35 \text{ cm}$, $b=25 \text{ cm}$;

-Exigences du RPA 99/2003

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

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

$$h/b < 4$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (25×35).

1) Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.35 \times 0.25 = 2.187 \text{ KN/m}$$

$$\text{- Poids du plancher à corps creux : } q_{cc} = P_{\text{plancher}} \times l_d$$

$$\text{- Poids du plancher à dalle pleine : } q_D = P_{\text{plancher}} \times l_g$$

$$\text{Avec : } l_d = 0.325 \text{ m} ; l_g = 1 \text{ m} ; G_{cc} = 5,38 \text{ KN/m}^2 ; G_{dp} = 5.18 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Charge d'exploitation sur la poutre : } Q_0 = Q \times b = 0.375 \text{ KN/m}$$

Donc la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$: qu = (1,35G_{cc} + 1,5Q) \times l_d + (1,35G_{DP} + 1,5Q) \times l_g + 1,35 G_p + 1,5Q_0$$

$$: qs = (G_{cc} + Q) \times l_d + (G_{dp} + Q) \times l_g + G_p + Q_0$$

$$qu = 15.85 \text{ KN/ml}$$

$$qs = 11.478 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moments isostatiques : } M_u^0 = qu \times \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 47.56 \text{ KN.m}$$

$$M_s^0 = qs \times \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 34.44 \text{ K.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_u^t = 0.85 M_u^0 = 40.425 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.85 M_s^0 = 29.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_a = 0.5 M_u^0 = 23.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Efforts tranchants : } V = qu \times l/2 = 38.83 \text{ KN}$$

2) Ferrailage à l'ELU

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau III.8. Armatures longitudinales.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)
Entravée	40.425	0.1048	0.138	0.311	3.728	0.996	3HA14=4.62
En appui	23.78	0.061	0.079	0.319	2.139	0.996	3HA12=3.39

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10mm \quad \text{BAEL91 (Art. III.3.b),}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5cm^2$.

c) Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 22.5cm \quad \text{DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2).}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 42.85 \text{ cm}$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

On adopte $S_t = 15cm$.

✓ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1).**

$$V_u = 38.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.470 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

3) Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le **(Tableau III.9)**.

Tableau III.9. Vérification des contraintes.

position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (m ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)
En travée	29.22	10.93	4.3906x10 ⁻⁴	4.75 < 15 Vérifier
En appuis	14.63	9.72	3.5211x10 ⁻⁴	7.29 < 15 vérifier

✓ **Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1)**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.071 > 0.0625$$

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.071 < 0.85$$

$$-\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.005 < 0.0105$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, on passe à la vérification de la flèche :

Les résultats obtenus sont résumés dans le (**Tableau III.10**).

Tableau III.10. Vérification de la flèche.

M _J (KN.m)	M _g (kn.m)	M _p (kn.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	U _j	U _g	U _p
22.92	32.50	36.32	10.93	4.39 X10 ⁻⁴	0.0054	3.832	1.533	0.375	0.5079	0.546
If _i	If _g	If _p	If _{gv}	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f [*] (mm)	condition
4.7 x10 ⁻⁴	3.89 x10 ⁻⁴	3.71 x10 ⁻⁴	6.45 x10 ⁻⁴	11.167	3.602	7.237	6.166	8.63	9.8	vérifier

❖ Schéma de ferrailage

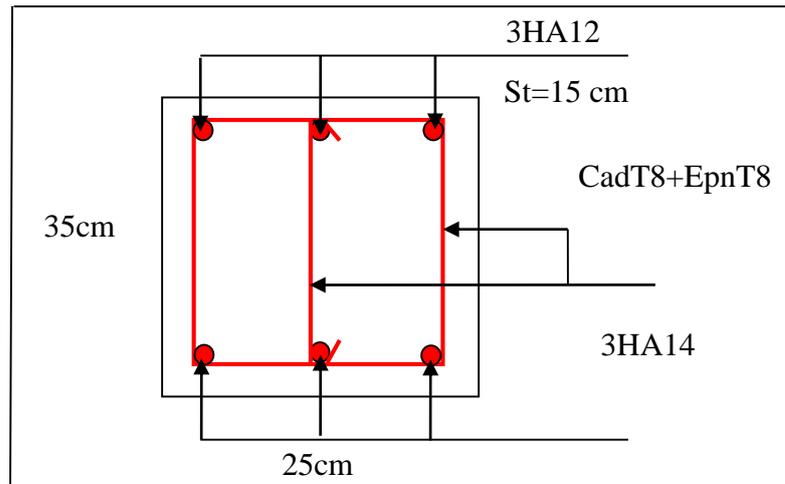


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4. Étude des dalles pleines

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$\rho \leq 0.4 \longrightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4 \longrightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

a) Panneau de la dalle sur 4 appuis (entre sol) :

$$\rho = \frac{460}{484} = 0,95 \Rightarrow \rho > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travaille selon les deux sens.}$$

1) Calcul des sollicitations

A ELU :

On a : $G=5,18 \text{ KN/m}^2$ et $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} P_u = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 2,5 = 10,743 \text{ KN/ml.} \\ P_s = 5,18 + 2,5 = 7,67 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases} \quad \text{..... BAEL (annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_{0_u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0,041 \times 10,743 \times 4,6^2 = 9,32 \text{ KN.ml} \\ M_{0_u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,8875 \times 9,32 = 8,27 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x e) m².

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- **En travée :**
$$\begin{cases} M^t_x = 0,85M^x_{0u} = 0,85 \times 9,32 = 7,92 \text{ KN.m} \\ M^t_y = 0,75M^y_{0u} = 0,75 \times 8,27 = 6,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- **En appuis :**
$$\begin{cases} M^a_x = 0,3M^x_{0u} = 0,3 \times 9,32 = 2,7 \text{ KN.m} \\ M^a_y = 0,5M^y_{0u} = 0,5 \times 8,27 = 4,1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

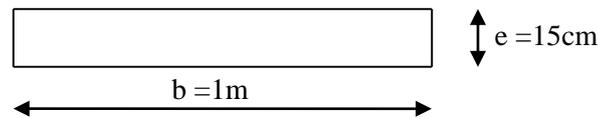


Figure III.13. Section de la dalle pleine a ferrillé.

Selon Lx :

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,92 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,033$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \text{ et } f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) = 0,042$$

$$z = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,042) = 0,127$$

$$A_{tx} = \frac{M^t_x}{z \times f_{st}} = \frac{7,92 \times 10^{-3}}{0,127 \times 348} = 1,78 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,7 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0116$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0116}) = 0,014$$

$$z = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,129$$

$$A_{ax} = \frac{M^t_x}{z \times f_{st}} = \frac{2,7 \times 10^{-3}}{0,129 \times 348} = 0,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Selon Ly :

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,025 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0.032$$

$$z = 0.10 \times (1 - 0.4 \times 0.037) = 0.128$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times f_{st}} = \frac{6,2 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 1,39 \times 10^{-4} m^2$$

• **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0,017 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0.0217$$

$$z = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.0217) = 0,128$$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{z \times f_{st}} = \frac{4,1 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 0,92 \times 10^{-4} m^2$$

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

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e \text{ E400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.95)}{2} 1 \times 0.15 = 1.23 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Vérifiée.}$$

a) Vérification des espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

Tableau III.11. Calcul du ferrailage du panneau sur 4 appuis.

	En travée				En appuis			
	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens-x	1.78	1.23	4HA10=3.14	25	0.62	1.23	4HA8=2.01	25
Sens-y	1.39	1.2	4HA10=3.14	25	0.92	1.2	4HA8=2.01	25

✓ **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

3) Vérification à l'ELU :

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

$$V_{\max}^x = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10,74 \times 4,6}{2} \times \frac{4,84^4}{4,6^4 + 4,84^4} = 13,6 \text{ KN}$$

$$V_{\max}^y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10,74 \times 4,84}{2} \times \frac{4,6^4}{4,6^4 + 4,84^4} = 11,678 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{13,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,10 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de rupture par cisaillement.

4) Vérification à l'ELS

$$P_s = 5,18 + 2,5 = 7,68 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0,041 \times 7,68 \times 4,6^2 = 6,66 \text{ KN.ml} \\ M_{0_u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,8875 \times 6,66 = 5,91 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

✚ **État limite de compression du béton ;**

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15(3,14)y - 15(3,14 \times 13) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 612,3 = 0 \quad y = 3,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \Rightarrow I = 5608,77 \text{ cm}^2$$

Le (Tableau III.12) résume les résultats de calcul.

Tableau III.12. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Appuis (x)	3,33	3844,817	2,51	3	15	Vérifiée
Appui (y)	1,773	3844,817	2,51	2,1869	15	Vérifiée
Travées (x)	5,661	5608,77	3,05	3,494	15	Vérifiée
Travées (y)	4,432	5608,77	3,05	2,73	15	vérifiée

➤ **État limite d'ouverture des fissures :**

La FPN \Rightarrow aucune vérification à faire.

➤ **État limite de déformation :**

Selon x :

$$\frac{h}{L_x} < \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{4,6} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0326 < 0,062 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{lx}}{10 \times M_{lx}} \Rightarrow 0,0306 < \frac{5,661}{20 \times 5,661} = 0,05 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Selon y :

$$\frac{h}{L_y} < \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{4,84} < \frac{1}{16} \Rightarrow 0,030 < 0,062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_y} > \frac{M_{ly}}{10 \times M_{ly}} \Rightarrow 0,03 < \frac{4,432}{10 \times 4,432} = 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche.

➤ **Vérification de la flèche :**

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ **CBA93.art(B.6.5.3)**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Selon x :

$$\frac{h}{L_x} < \frac{1}{16}$$

$$f_{adm} = \frac{460}{500} = 9,2mm$$

$$f_{ij}=7,803mm ; f_{gi}=18,420mm ; f_{gv}=3,703mm ; f_{pi}=40,522mm$$

$$\Delta f = 18,0021 mm < f_{adm}=9,2 mm \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Selon y:

$$f_{adm} = \frac{484}{500} = 0,968m = 9,68mm$$

$$f_{ij}=11,704mm ; f_{gi}=25,477mm ; f_{gv}=4,926mm ; f_{pi}=53,588mm$$

$$\Delta f = 21,333mm < f_{adm}=9,68mm \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La condition de la flèche n'est pas vérifiée $\Delta f < f_{adm}$ donc on augmente l'épaisseur de la dalle $e=18 cm$ et on augmente aussi la section de ferrailage talque $A_x=6,79cm^2$ et $A_y=6,79cm^2$.

Le (Tableau III.13) résume les résultats de calcul dans la deuxième vérification $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.13. Vérification de l'état limite de déformation.

Localisation	X-X	Y-Y
M_{jser} KN.m	8,441	8,235
M_{gser} KN.m	11,659	1,137
M_{pser} KN.m	17,287	1,686
I (cm ⁴)	13560	10356,5
ρ	0,0052	0,0052
λ_i	4,020	4,020
λ_v	1,608	1,608
σ_{sj} (Mpa)	107,124	104,642
σ_{sg} (Mpa)	147,974	144,545
σ_{sp} (Mpa)	219,390	214,306
μ_j	0,152	0,142
μ_g	0,292	0,282
μ_p	0,450	0,441
I_{ij}^c (cm ⁴)	21261	21818
I_{ig}^c (cm ⁴)	15786	16081
I_{ip}^c (cm ⁴)	12216	12374
I_{vg}^c (cm ⁴)	23355	23611

f_{ji} (mm)	7,826	8,24
f_{gi} (mm)	14,560	15,457
f_{pi} (mm)	27,894	29,78
f_{gv} (mm)	3,28	3,509
Δf (mm)	8,788	9,58
f_{adm} (mm)	9,2	9,68
observation	vérifiée	Vérifiée

❖ Schémas de ferrillages :

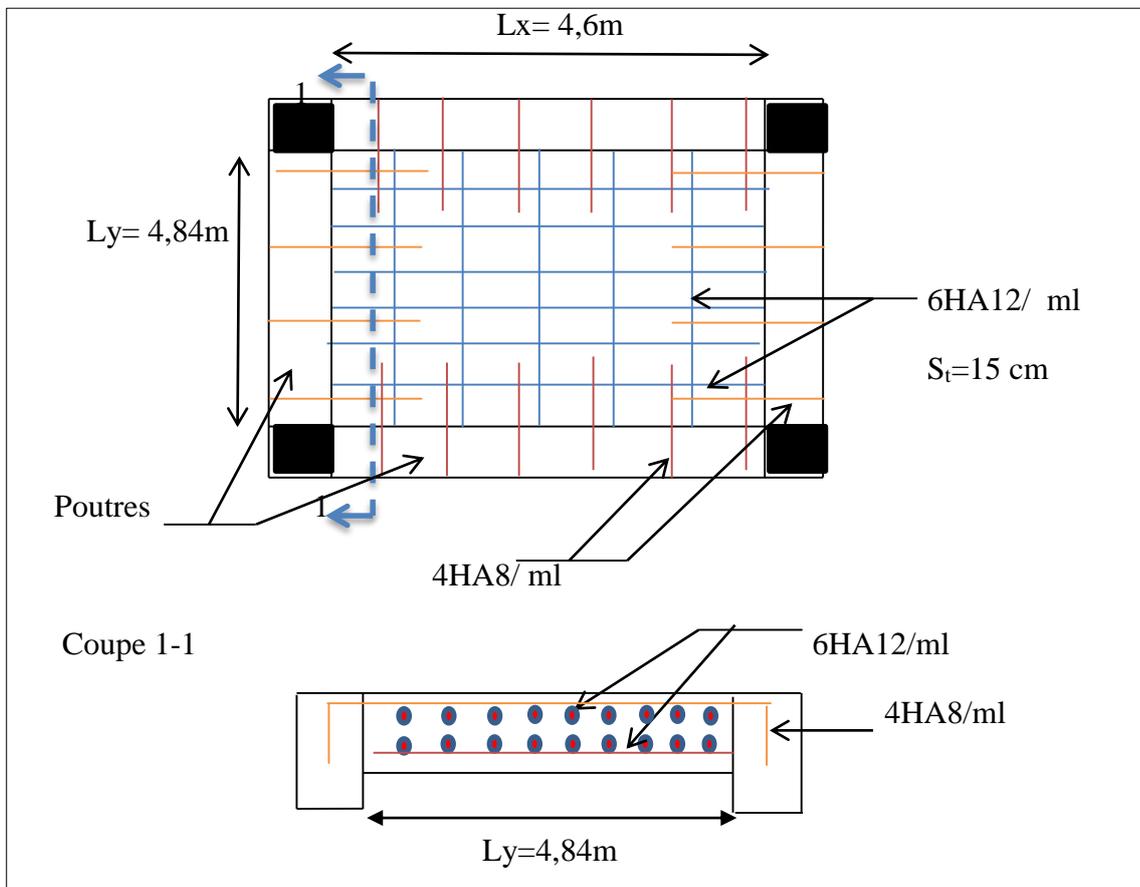


Figure III.14. schéma de ferrillage de la dalle sur 4 appuis

b) Panneau de la dalle (D2) sur 4 appuis : (chapitre II figure II.1)

$$\rho = \frac{356}{458} = 0,77 \Rightarrow \rho > 0,4$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le (Tableau III.14).

Tableau III.14. Ferrailage de dalle D2

	nature	M KN.m	μ_{bu}	α	Z cm	Acal cm ²	Amin cm ²	Aado (cm ²)
X-X	Travée	6,89	0,0288	0,036	0,128	1,548	1,33	4HA10=3,14
	Appuis	2,43	0,0101	0,012	0,129	0,54	1,33	4HA10=3,14
Y-Y	Travée	3,75	0,0156	0,019	0,128	0,836	1,33	4HA10=3,14
	Appuis	1,32	0,0055	0,0069	0,129	0,29	1,33	4HA10=3,14

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau III.15. Vérification de l'état limite de compression du béton de dalle D2

plancher	En travée				En appuis				observation
	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b Mpa	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b Mpa	
X-X	5,46	3,05	5608	2,98	1,93	3,05	5608	1,05	vérifiée
Y-Y	3,66	3,05	5608	2,00	1,29	3,05	5608	0,706	vérifiée

- **État limite de déformation :** $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.16. Vérification de l'état limite de déformation.

Localisation	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	observation
X-X	0,320	0,443	0,656	1,329	$1,22 \leq 7,12$	Vérifiée
Y-Y	0,356	0,492	0,729	1,476	$1,35 \leq 9,16$	Vérifiée

❖ Schémas de ferrailages :

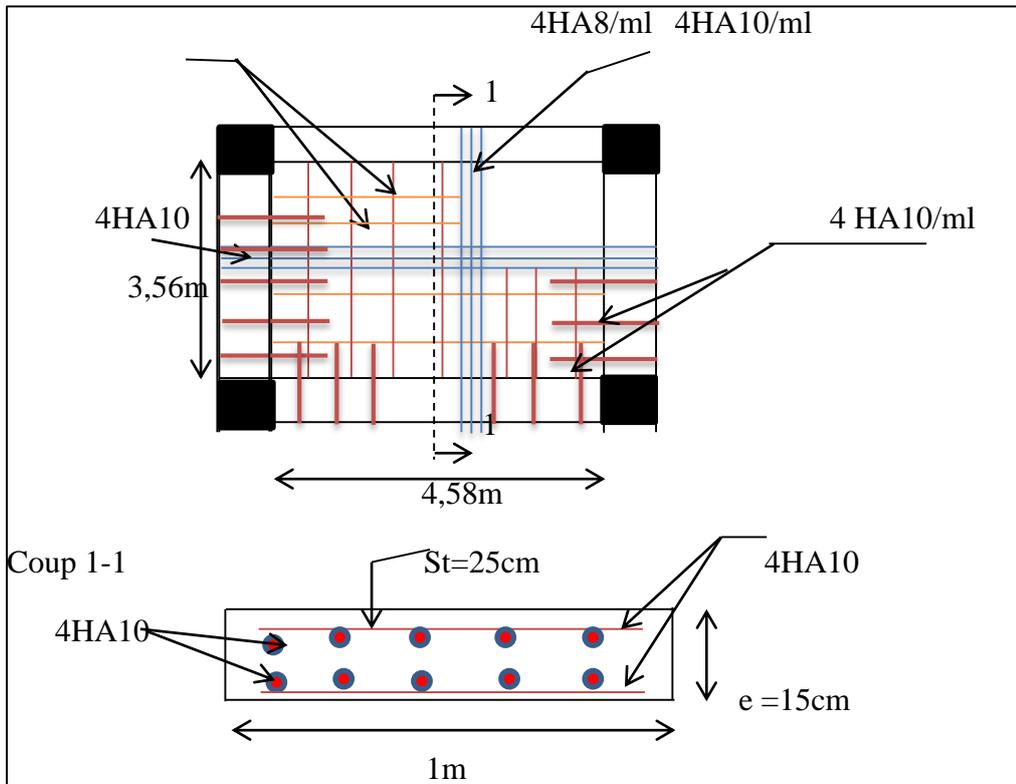


Figure. III.15. Schéma de ferrailage de la dalle

c) Dalle sur deux appuis

Epaisseur : (e=12 cm)

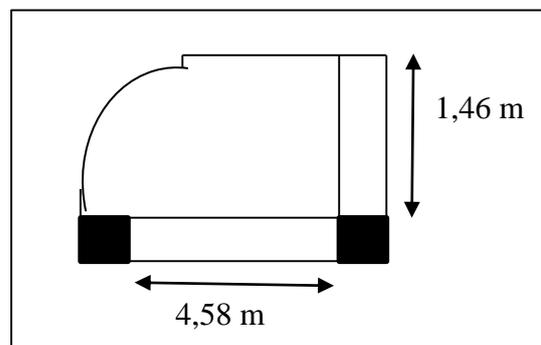


Figure III.16. Dalle pleine sur 2 appuis

$$\rho = \frac{146}{458} = 0,318 < 0.4$$

La dalle travaille donc selon un seul sens (sens X), comme une console.

➤ Calcul du chargement :

A ELU :

G=4,43 KN/m²

Q=3.5 KN/m²

P=1 KN/m : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4,43 + 1.5 \times 3.5 = 11,23 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4,43 + 3.5 = 7,93 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

1) Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{11,23 \times 1,46^2}{2} + (1.35 \times 1,46) = 13,93 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 11,23 \times 1,46 + 1.35 = 17,74 \text{ KN}$$

2) Ferrailage

a) Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm; } h = 12 \text{ cm; } d = 10 \text{ cm; } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau III.17. Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
13,93	0,098	0,129	0,0948	4,22	4HA12=4,52	25

b) Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1,5 \text{ m}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm²

$$\text{Avec } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times \frac{2.1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$1,20 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

3) Vérification à l'ELU :

• L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,1774 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS

• La contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{7,93 \times 1,46^2}{2} + 1 \times 1,46 = 9,91 \text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4,52 \times 10^{-4} \times 0,10 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,06 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4220,58 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7,18 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201,63 \text{MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 162,95 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{12}{146} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,093 < \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0,093 < \frac{9,91}{10 \times 9,91} = 0,1 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,00452 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Le (Tableau III.18) résume les résultats de la vérification $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.18. Vérification de l'état limite de déformation.

Localisation	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	observation
X-X	0,311	0,727	2,012	1,699	$2,67 \leq 5,84$	Vérifiée

❖ Schémas de ferrailages :

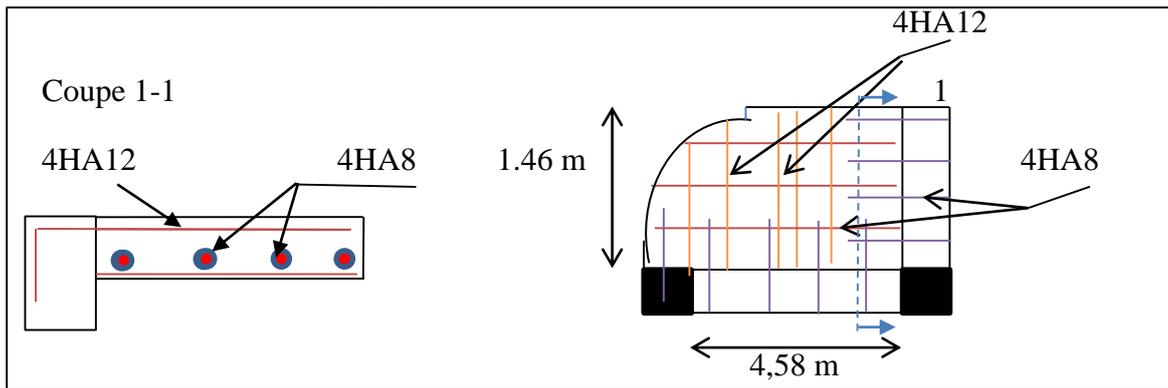


Figure III.17. schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

III.5. Etude de l'ascenseur

- Définition

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

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes. , ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 190cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 200cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 200cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 50KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1m/s$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 51 + 5 = 71 \text{ KN}$$

a) Cas d'une charge concentrée (dalle de salle machine (locale)).

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(u \times v)$: surface d'impact.

- h_0 : épaisseur de la dalle

- h : épaisseur de revêtement

- a_0 et U sont // à l_x
- b_0 et V sont // à l_y

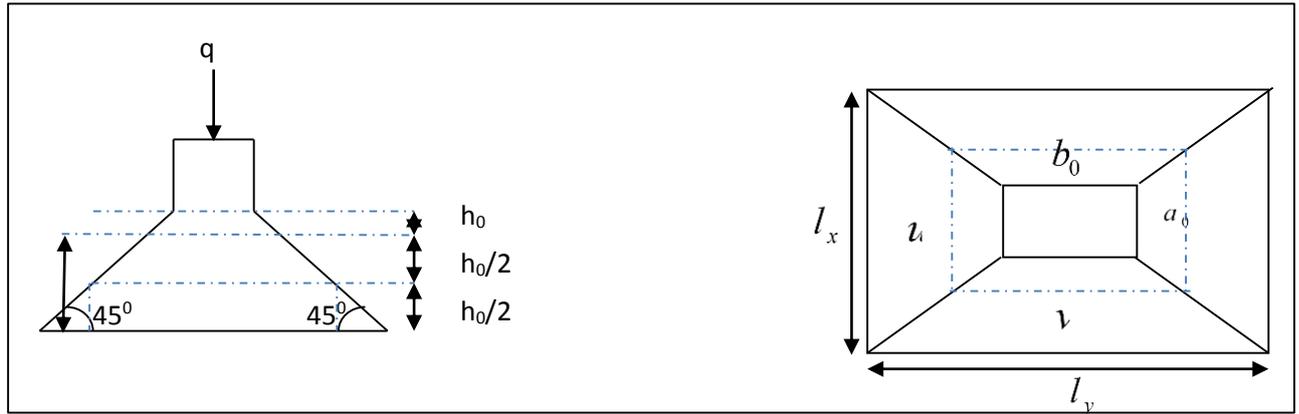


Figure III.18. Schéma présentant la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 175cm. \\ v = 160 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 185cm. \end{cases}$$

1) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

En utilisant le tableau BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0,92$ et $\rho = 0,95$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0,75$ et $\rho = 0,95$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1 = 0.058$ et $M_2 = 0.047$

➤ **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :**

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 51 + 5 = 71KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 71 = 95,85KN$

$M_{x1} = P_u \times M_1 \Rightarrow M_{x1} = 95,85 \times 0,058 = 5,56KN.m$

$M_{y1} = P_u \times M_2 \Rightarrow M_{y1} = 95,85 \times 0,047 = 4,50KN.m$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.66 \text{KNm} \\ M_{y1} = 3.61 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ **Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{KN/m}^2.$$

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

$$\mu_x \text{ et } \mu_y \text{ sont donnés par l'annexe 1.} \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,041 \times 8,04 \times 1,9^2 = 1,19 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,8875 \times 1,19 = 1,05 \text{KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,85 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,66 \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M'_x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,85 = 5,822 \text{KN.m} \\ M'_y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,66 = 3,961 \text{KN.m} \end{cases}$$

2) Ferrailage :

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

Le (**Tableau III.19**) résume les résultats de Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Tableau III.19. Ferrailage de la dalle de salle machines.

	nature	M KN.m	μ_{bu}	α	Z cm	Acal cm ²	Amin Cm ²	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
X-X	Travée	5,822	0,028	0,036	0,118	1,40	1,56	4HA10=3,14	4HA10=3,14
	Appuis	2,055	0,01	0,012	0,119	0,49	1,56	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Y-Y	Travée	3,961	0,019	0,024	0,118	0,95	1,56	4HA10=3,14	4HA10=3,14
	Appuis	1,398	0,006	0,008	0,119	0,33	1,56	4HA10=3,14	4HA10=3,14

3) Vérification à l'ELU

a) Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (175 + 185) = 720 \text{ cm}$$

$$U_c = 720 \text{ cm.}$$

$$P_u = 95,85 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 95,85 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$P_u = 0.045 \times 7,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 0,81 \text{ MN} = 810 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$b=100\text{cm}$; $d=12\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times f_{c28} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{95,85}{3 \times 1,85} = 17,27 \text{ KN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = \frac{95,85}{2 \times 1,85 + 1,75} = 17,58 \text{ KN}$

Donc on prend :

$$V_{\max} = 17,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Espacement des barres

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$

Sens y-y' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

4) Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{ser} = g = 71 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 71 \times 0,058 = 4,118 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 71 \times 0,047 = 3,33 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,0483 \times 5,85 \times 1,9^2 = 1,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,9361 \times 1,02 = 0,95 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,138 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_i^x = 0,85 \times M_0^x = 4,36 \text{ KN.m} \quad M_i^y = 0,85 \times M_0^y = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0,3 \times M_0^x = 1,54 \text{ KN.m} \quad M_a^y = 0,3 \times M_0^y = 1,284 \text{ KN.m}$$

✚ Vérification des contraintes

Le (Tableau III.20) résume les résultats de Vérifications des contraintes à l'ELS

Tableau III.20. Vérifications des contraintes à l'ELS

	nature	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	A _s cm ²	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Observation
X-X	Travées	4,36	4713,1	2,92	3,14	2,704 ≤ 15	125,940 ≤ 201,63	
	Appuis	1,54	4713,1	2,92	3,14	0,955 ≤ 15	44,483 ≤ 201,63	vérifiée
Y-Y	Travées	3,64	4713,1	2,92	3,14	2,258 ≤ 15	105,142 ≤ 201,63	
	Appuis	1,28	4713,1	2,92	3,14	0,794 ≤ 15	36,973 ≤ 201,63	vérifiée

❖ Schémas de ferrailage

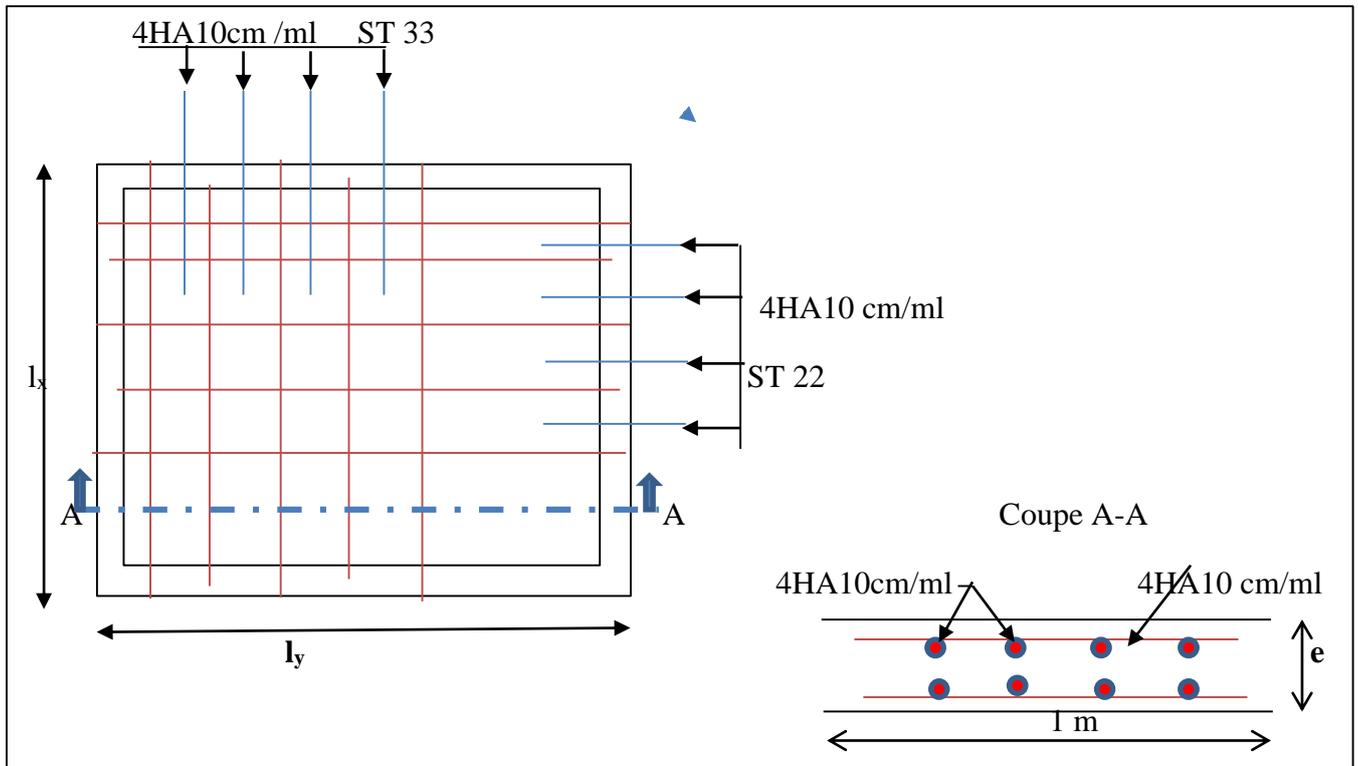


Figure III.19. Schéma de ferrailage du local machine

b) Cas d'une charge répartie de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

✓ **Évaluation des charges et surcharges**

Les dimensions sont les mêmes ((190×200)(cm²) et h = 15cm)

Poids de la dalle en béton armé. $G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids du revêtement en béton (e=5cm). $G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

Poids de la machine. $G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{50}{(1,9 \times 2)} = 13,15 \text{ KN} / \text{m}^2.$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 4,85 + 13,15 = 18,00 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

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

1) Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1,35 \times G_{\text{totale}} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 18 + 1,5 \times 1 = 25,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{190}{200} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,041 \times 25,81 \times 1,9^2 = 3,82 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0^x = 3,82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,8875 \times 3,82 = 3,39 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_0^y = 3,39 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments réels

- En travée : Sens $x-x'$: $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 3,82 = 3,24 \text{ KN.m}$
Sens $y-y'$: $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 3,39 = 2,88 \text{ KN.m}$
- En appui : $M_a^x = 0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 3,82 = 1,146 \text{ KN.m}$
 $M_a^y = 0,3 \times M_0^y = 0,3 \times 3,39 = 1,02 \text{ KN.m}$

2) 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 avec $d=12 \text{ cm}$

3) Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

- En travée

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,95 > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$e = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; \rho = 0,95$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3,14 \text{ cm}^2 > \frac{3,14}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- En appui

$$A_t^x = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max}^x = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{25,81 \times 1,9}{2} \times \frac{2^4}{(1,9^4 + 2^4)} = 13,51\text{KN}$$

$$V_{\max}^y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{25,81 \times 2}{2} \times \frac{1,9^4}{(1,9^4 + 2^4)} = 11,58\text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{13,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,11\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times f_{c28} = 1,17\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

Le (Tableau III.21) résume les résultats de Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Tableau III.21. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	nature	M KN.m	μ_{bu}	α	Z cm	Acal cm ²	Amin Cm ²	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
X-X	Travée	3,24	0,015	0,02	0,119	0,78	1,23	4HA10=3,14	4HA10=3,14
	Appuis	1,146	0,010	0,012	0,119	0,49	1,23	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Y-Y	Travée	2,88	0,014	0,017	0,119	0,69	1,2	4HA10=3,14	4HA10=3,14
	Appuis	1,02	0,006	0,008	0,119	0,33	1,2	4HA10=3,14	4HA10=3,14

4) Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 18 + 1 = 19\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,0483 \times 19 \times 1,9^2 = 3,31\text{KN.m}$$

Sens x-x' : $\Rightarrow M_0^x = 3,31\text{KN.m}$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,9236 \times 3,31 = 3,05$$

Sens y-y' : $\Rightarrow M_0^y = 3,05\text{KNm}$

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 3,31 = 2,81\text{KN.m}$$

Sens x-x' : $M_a^x = 0,3 \times M_0^x = 0,3 \times 3,31 = 0,99\text{KN.m}$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 3,05 = 2,59\text{KN.m}$$

Sens y-y' : $M_a^y = 0,3 \times M_0^y = 0,3 \times 3,05 = 0,91\text{KN.m}$

➤ Vérification des contraintes :

Le (Tableau III.22) résume les résultats de Vérifications des contraintes à l'ELS

Tableau III.22. Vérifications des contraintes à l'ELS

	nature	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	A _s cm ²	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Observation
X-X	Travées	2,81	4713,1	2,92	3,14	1,74 ≤ 15	81,16 ≤ 201,63	vérifiée
	Appuis	0,99	4713,1	2,92	3,14	0,61 ≤ 15	28,59 ≤ 201,63	vérifiée
Y-Y	Travées	2,59	4713,1	2,92	3,14	1,6 ≤ 15	74,81 ≤ 201,63	vérifiée
	Appuis	0,91	4713,1	2,92	3,14	0,56 ≤ 15	26,28 ≤ 201,63	vérifiée

5) La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{2,81}{20 \times 3,31}\right) \times 190 = 8,06 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée} \\ 3,14 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0,12}{400} = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schémas de ferrailage

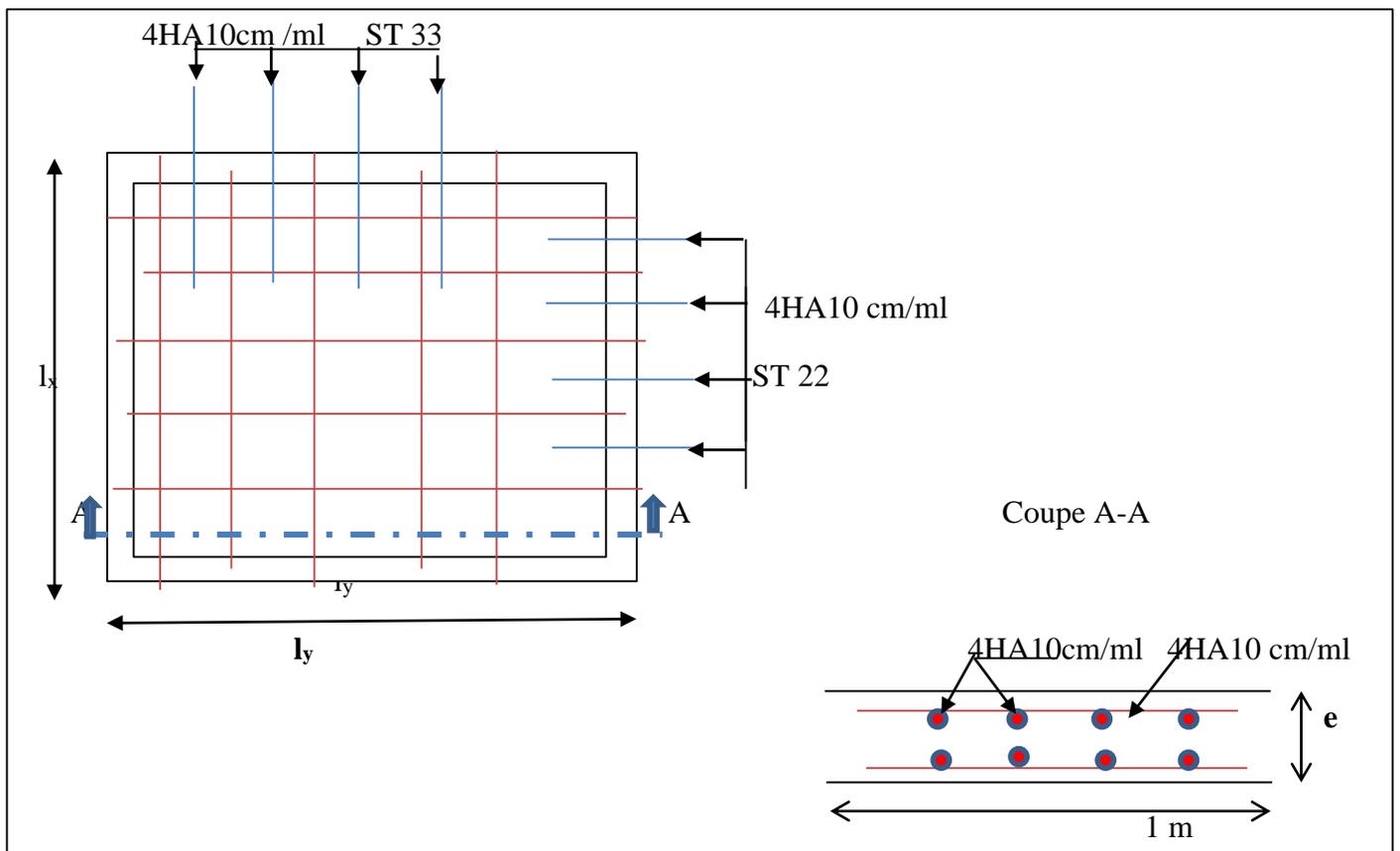


Figure III.20. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.6. Étude des escaliers

L'étude des escaliers sont calculés à la flexion simple , consiste à déterminés les sollicitations pour avoir la section de ferrailage , dans notre cas on a une seul type d'escalier.

a) Calcul de l'escalier

- Pour la volée (I)

- Les chargements

On a : Palier : $G_p = 5.18 \text{KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_v = 7.72 \text{KN} / \text{m}^2$

$Q = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2$

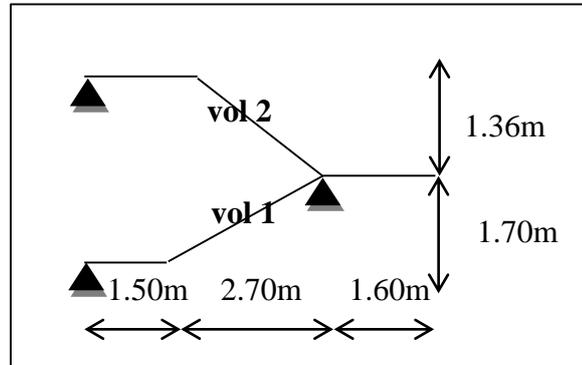


Figure III.21. Schéma de l'escalier

- Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

- ✓ Pour la volée :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.17 \text{KN} / \text{m}$

ELS : $q_s = G + Q = 10.22 \text{KN} / \text{m}$

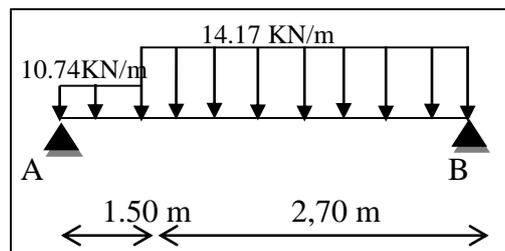


Figure III.22. Schéma statique de l'escalier

- ✓ Pour le palier :

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

ELS : $q_s = G + Q = 7.68 \text{KN} / \text{m}$

1) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2.70 + q_p \cdot 1.50$$

$$R_B + R_A = 54.36 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = 28.838 \text{KN}$$

$$R_A = 54.36 - R_B = 25.52 \text{KN}$$

2) calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations se fait par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

- **Moment fléchissant et Effort tranchant**

$$0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$$

$$M(x) = 25.52x - 10,74 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.50) = 26.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_Y(x) = 25.52 - 10,74 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 25.52 \text{ KN} \\ T_Y(1.5) = 9.41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$$

$$M(x) = 28.838x - 14,17 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.7) = 26.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_Y(x) = -28.838 + 14,17 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -28.838 \text{ KN} \\ T_Y(2.7) = 9.421 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Le moment max à 'X₀' tel que**

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 2,035 \text{ m}$$

$$M(2.035) = 29,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 29,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M_{\max}$$

$$M_t = 0.85 M_{\max}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.23. Les sollicitations d'escalier

	M_0 (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	29,34	14,67	24.939	28.838
ELS	21.1	10.56	17.935	27.059

3) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le (**Tableau III.24**).

Tableau III.24. Ferrailage d’escalier.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
En travée	24.93	0,069	0.089	14.4	4.37	1.81	4HA12=4.52
En appuis	14.67	0.046	0.058	14.6	2.88	1.81	4HA10=3.14

➤ **calcul de la section des armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1,13\text{cm}^2/m$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/m avec St = 25cm.

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.78\text{cm}^2/m$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/m avec St = 25cm.

➤ **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times h; 33)\text{cm} = 33\text{cm}$.

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45)\text{cm} = 45\text{cm}$.

Or on a $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée.

4) Vérification à l’ELU

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{28.838 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0,192\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,192\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Avant de vérifier la condition de cisaillement, il faut d’abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(28.838 \times 10^{-3} - \frac{24.939 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,15}\right) \times \frac{1.15}{400} = -4.46 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 4.46\text{cm}^2$$

Condition vérifiée

5) Vérification à l’ELS

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

➤ **vérification des contraintes**

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

La vérification des contraintes est présentée dans le (**Tableau III.25**).

➤ **État limite de compression du béton :**

Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS d'escalier

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition vérifiée
En travée	17.95	10331	3.81	6.74	15	
En Appui	10.56	7645.3	3.31	4,58	15	

➤ **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.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{27.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15 \times 0.1256} = 1.59 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA.}$$

$\tau_s < \overline{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

6) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.17}{4.2} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.038 < \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.038 < \frac{17.95}{10 \times 21.12} = 0.084$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Donc pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4.20}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$$f_{ij} = 0.588 \text{ mm} ; f_{gi} = 0.1055 \text{ mm} ; f_{gv} = 1.889 \text{ mm} ; f_{pi} = 1.869 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 2.11\text{mm} < f_{adm}=8.4\text{mm} \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

b) Pour le palier intermédiaire

✓ **Dalle sur un seul appui (une console)**

$$L_x=1.60\text{m} ; \quad L_y=3.5 \text{ m}$$

Évaluation des charges :

$$G_p = 5.18\text{KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

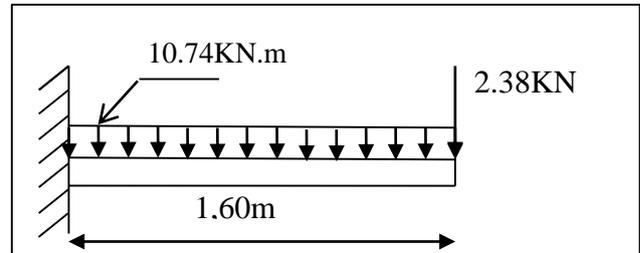


Figure III.23. Schéma statique de palier intermédiaire

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 10.74\text{KN} / \text{m}$$

$$P = G_{mur} \times 1.53 = 1.3 \times 1.36 = 1.768\text{KN/ml} \text{ (la charge concentrée due au poids propre du mur).}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.768 = 2.38\text{KN/ml.}$$

1) Calcul des sollicitations

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{10.74 \times 1.6^2}{2} + 2.38 \times 1.6 \longrightarrow M_u = 17.55\text{KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + P_u = 10.74 \times 1.6 + 2.38 \longrightarrow V_u = 19.568\text{KN.}$$

2) Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$b=100 \text{ cm}; h=15\text{cm}; d=13 \text{ cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

Tableau III.26. le ferrailage du palier intermédiaire.

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /m)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
17.55	0.0733	0.095	12.5	4.035	1.569	4HA10=4.52	25

• **Armatures secondaires :**

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.50\text{cm}^2 / \text{m} \quad \text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \longrightarrow St = 25 \text{ cm}$$

3) Vérification à l'ELU

- L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.135 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad p_s = G + Q = 7.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + p_s \times l = \frac{7.68 \times 1.6^2}{2} + 1.76 \times 1.6 = 12.64 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7.5457 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 236.94 \text{ MPa.}$$

On voit que

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \quad \longrightarrow \text{recalcule à l'ELS}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{12.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 201.63} = 3.709 \times 10^{-3}$$

Après les itérations, on trouve $\alpha = 0.39$

$$A_{st} = 5.54 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **État limite de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{160} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,093 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \implies 0,093 < \frac{12,64}{10 \times 12,64} = 0,1$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

Donc pour un consol, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1,60}{500} = 0,64cm$$

$$f_{ij} = 0,2803mm ; f_{gi} = 1,081mm ; f_{gv} = 2,2908mm ; f_{pi} = 1,89mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 2,82mm < f_{adm} = 6,64mm \quad \text{donc la flèche est vérifiée}$$

❖ **Le schéma de ferrailage**

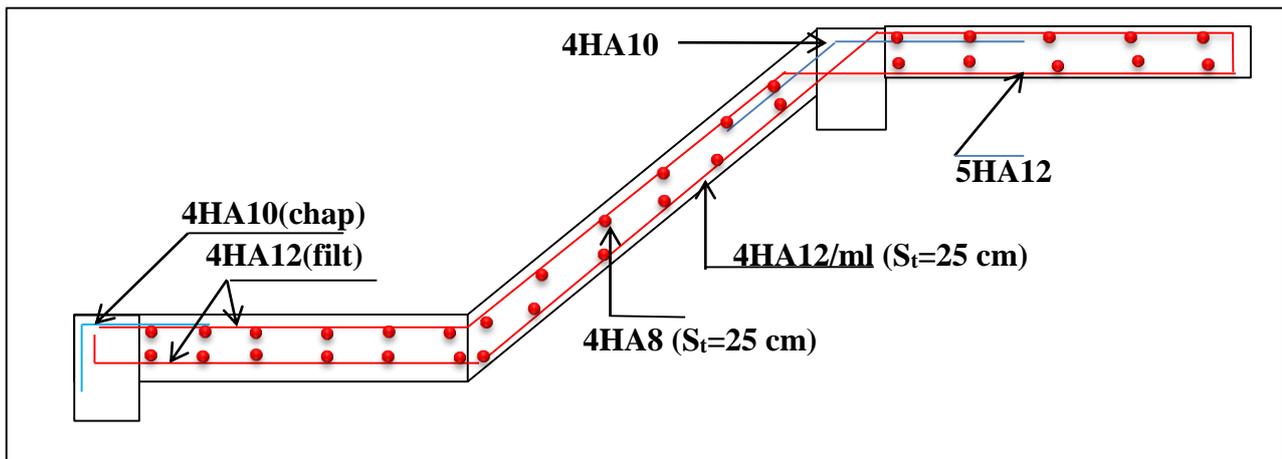


Figure III.24. Schéma de ferrailage des escaliers.

c) **Étude de la poutre palière**

- **Dimensionnement**

- D'après les exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

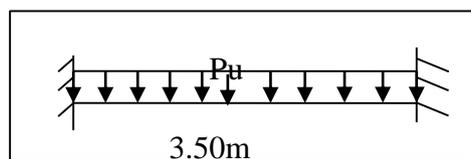


Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière.

D'après la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$23.33\text{cm} < h < 35\text{cm}$$

On prend : h=35cm et b=30cm.

✚ Calcul à la flexion simple

1) Calcul des sollicitations

- Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

- La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III-22).

$$\text{ELU: } R_B = 28.838 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } R_B = 20.78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU: } p_u = 1,35 g_0 + R_{BU} = 32.381 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } p_s = g_0 + R_{BS} = 23.407 \text{ KN/m}$$

$$M^t = 0.85 \frac{P_u \times L^2}{24} = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P_u \times L^2}{12} = -16.52 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 56.66 \text{ KN}$$

2) Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le (Tableau III.27).

Tableau III.27. Ferrailage de la poutre palière.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
En travée	14.04	0.0303	0.038 5	32.49	1.24	1.195
En appuis	16.52	0.0356	0.0454	32.4	1.46	1.195

✚ Calcul d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoquée sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appui $M^{torsion} = M_b \times \frac{L}{2}$ avec $M_b = 14.67 \text{ KN.m}$

$$M^{tor} = -25.67 \text{ KN.m}$$

Avec : M_b : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier .

➤ **Calcul de la section des d'armatures longitudinales**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente Ω dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle ($e = \varnothing / 6$) qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (BAEL .Art A.5.4.2 .2.)

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_l : section d'acier.

$$e = \varnothing / 6 = h/6 = 35/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.084 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.06 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M^{tor}_u \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{25.67 \times 10^{-3} \times 1.06 \times 1.15}{2 \times 0.084 \times 400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

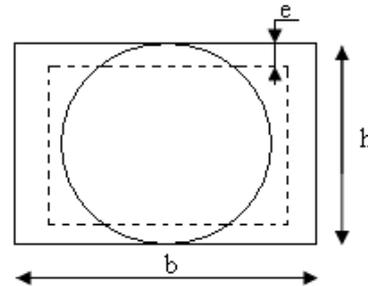


Figure III.26. Section creuse équivalente

➤ **Section d'armatures finale**

• **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.39 + \frac{4.65}{2} = 5.71 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

• **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 3.39 + \frac{4.67}{2} = 5.71 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Exigence du RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \ b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend A^a : 6HA12 = 6.79 cm²

A^t : 6HA12 = 6.79 cm²

1) **Vérification à l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{56.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.572 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0.572 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (56.66 \times 10^{-3} - \frac{14.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}) \times \frac{1.15}{400} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$A = 6.79 \text{ cm}^2 > 0.29 \text{ cm}^2$ condition vérifier

➤ calcul de l'espacement

$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \longrightarrow St \leq 29.7$ on prend: $St = 15\text{cm}$.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

[BAEL91 Art A.5.421].

On a $V_{\max} = 66.93 \text{ KN}$.

$$\tau_{flexion} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{56.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.572 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14.67 \times 10^{-3}}{0.084 \times 2 \times 0.05} = 1.74 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

2) Calcul des armatures transversales

Soit $St = 15\text{cm}$.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.54 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.126 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_v = \frac{v_u}{b \times h} = \frac{56.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.35} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

3) Vérification à l'ELS

• Vérification de l'état limite de compression de béton

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

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec :

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

- **En travée :** $M^t = 10.15 \text{ KN.m}$; $y = 11.95 \text{ cm}$; $I = 62195 \text{ cm}^4$.
 $\sigma_{bc} = 1.95 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$Condition vérifiée.
- **En appuis :** $M^a = 11.94 \text{ KN.m}$; $y = 11.95$; $I = 62195 \text{ cm}^4$.
 $\sigma_{bc} = 2.29 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$Condition vérifié

✓ **État limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.08 < \frac{14.04}{10 \times 16.51} = 0.085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0068 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire
 Le (**Tableau III.28**) résume les valeurs de la flèche

Tableau III.28. Vérification de l'état limite de déformation.

M _j (KN.M)	M _g (KN.M)	M _p (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{stj} (mpa)	σ _{stg} (mpa)	σ _{stp} (mpa)	U _j	U _g
4.94	9.25	10.33	11.95	62195	25.05	46.971	52.477	0	0
U _p	I ₀ (m ⁴)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f [°] (mm)	Condition	
0	1.29493 X10 ⁻³	0.742	0.132	0.276	0.276	0.639	7	vérifier	

❖ Schéma de ferrailage de la poutre palière

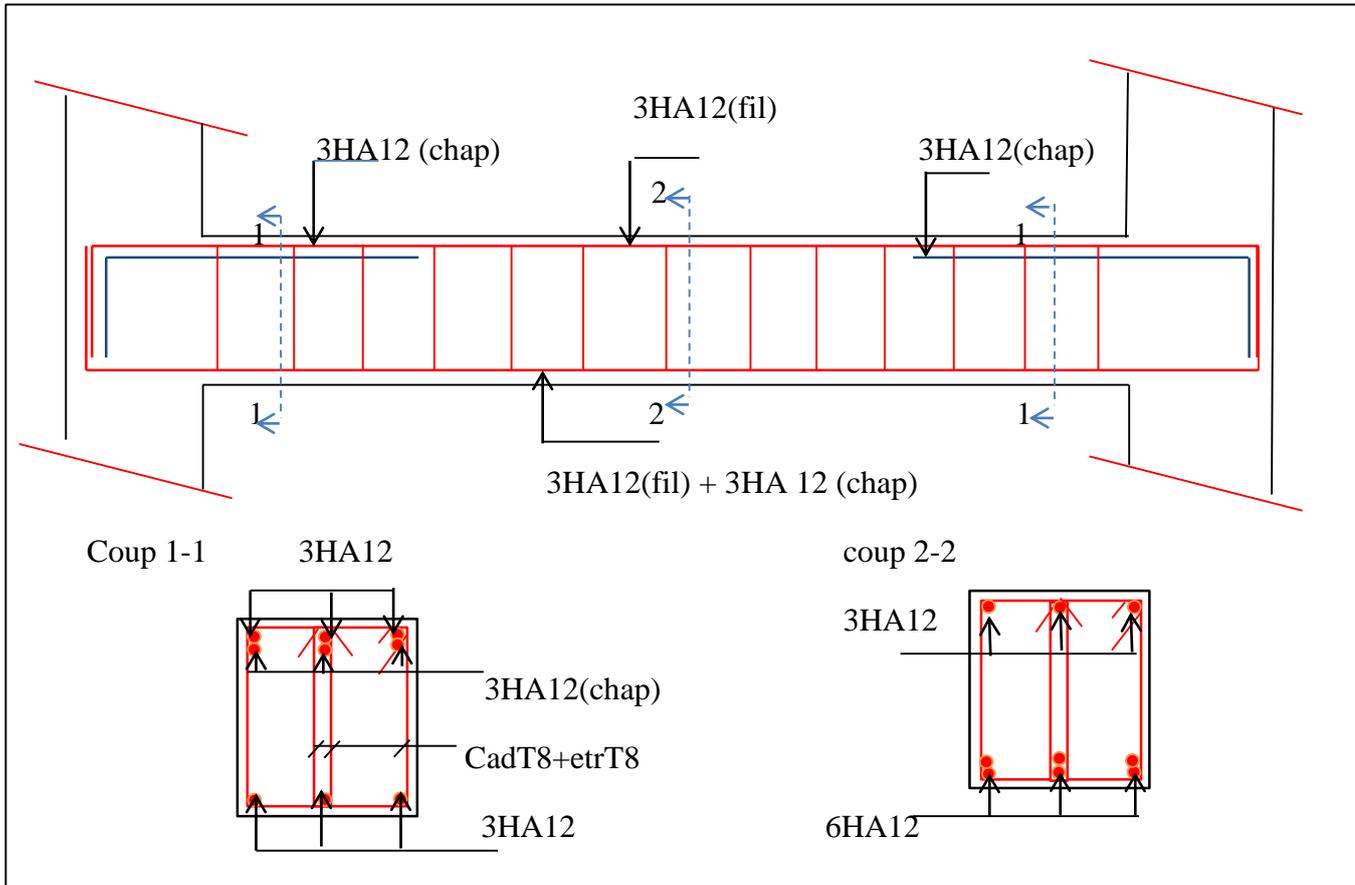


Figure III.27. Schéma de ferrailage de la poutre palie

III.7. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de

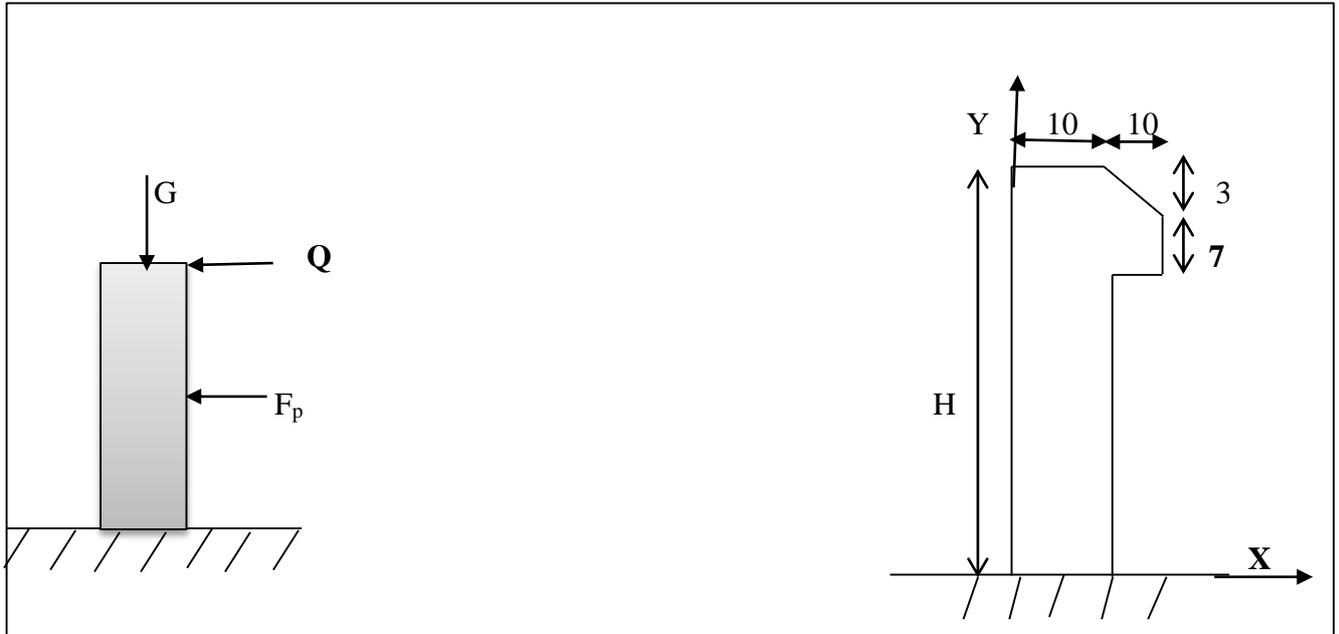


Figure III.28.coupe de l'acrotère

- Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

➤ Evaluation des charges et surcharges

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0,0685m^2$$

✓ poids propre :

$$G_1 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0685 = 1,7125KN$$

$$G_{rev} = G_2 = 20 \times 0,02 \times 0,6 \times 1 = 0,24KN$$

$$G_{rev} = G_3 = 20 \times 0,015 \times 0,6 \times 1 = 0,18KN$$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,1325KN$$

✓ charge d'exploitation

$$Q = 1KN$$

✓ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec :

- $A = 0,15$ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;
- $C_p = 0,8$: facteur de force horizontale ;
- $W_p = 2,1325 \text{ KN}$: poids propre de l'acrotère.

Donc, $F_p = 1,02 \text{ KN}$

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,279 \text{ m};$$

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,0603 \text{ m}$$

1) Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2,1325 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1,02 \times 0,279 = 0,28 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1m.

Tableau III.29. Les sollicitations du calcul.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,1325	2,8788	2,1325
M (KN.m)	0,88	0,9	0,6

➤ Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 2,8788 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,8788} = 0,312 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$ **(RPA. Art. A.4.3.5)**

φ : le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

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

L_f : longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2m$.

h_0 : hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,6} = 0,00144m$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0,02 + 0,312 + 0,00144 = 0,335m$

2) Ferrailage de la section

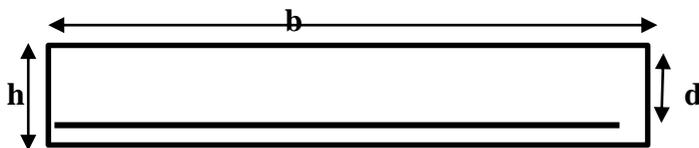


Figure III.29. Section de l'acrotère à ferrailer

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2,8788KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2,8788 \times 0,335 = 0,9643KN.m$$

$$h=10cm ; d=7cm ; b=100cm.$$

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,957 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0,00095$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right] = 0,0011$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,069 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

3) Vérification à l'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ Armatures de répartition :

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

✓ Espacement :

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

Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ Vérification au cisaillement.

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

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,02 + 1 = 2,02 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} \Rightarrow \tau_u = 0,028 \text{ KN}$$

$$\tau < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2,02 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,07 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,31 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa. } \psi = 1,5 \text{ Pour les HA.}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

4) Vérification à l'ELS

$$d=0,07\text{m}; N_{ser}=2,02\text{KN}; M_{ser}=0,6\text{KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

✓ Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,6}{2,02} + \left(0,07 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,31\text{m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0,07 - 0,3 = -0,23\text{m}$$

$$c = -0,23\text{m} ; y = y_c + c$$

Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0,23)^2 + \frac{(0,07 + 0,23) \times 6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0,15\text{m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d-c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0,23)^3 - (0,07 + 0,23)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0,022\text{m}^2$$

On remplaçant q et p dans (*), sa résolution donne :

soit :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -1,78 \times 10^{-5} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,23 \leq y_c \leq 0,33$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3}\right) = 0,246 \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 120^\circ\right) = -0,446 \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\emptyset}{3} + 240^\circ\right) = 0,199 \end{cases}$$

avec

$$\begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,447 \\ \emptyset = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3}}{2p}\right) = 169,69^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $yc = 0,246 \Rightarrow y = 0,016m$

$$\mu t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,17 \times 10^{-4}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} \times y = \frac{2,02 \times 10^{-3}}{1,17 \times 10^{-4}} = 0,27 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

❖ **Schéma de ferrailage :**

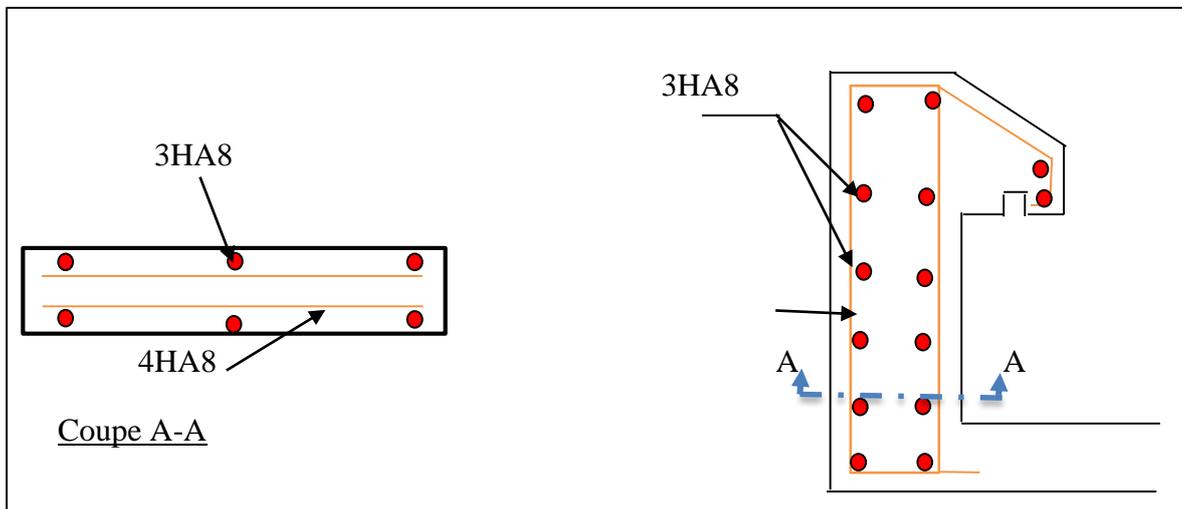
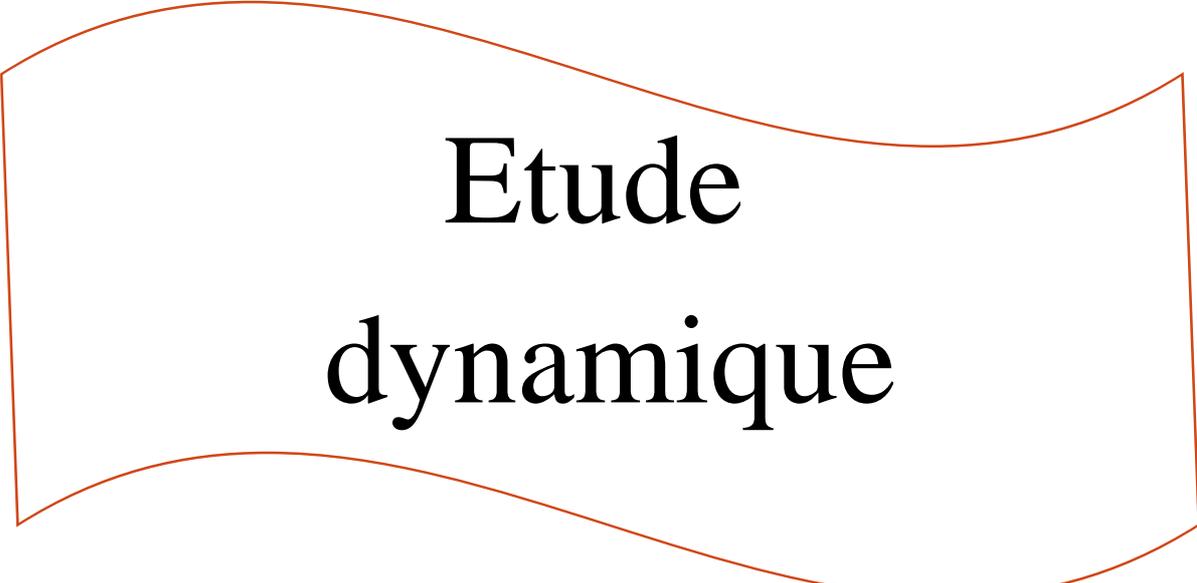


Figure III.30. Schéma de ferrailage de l'acrotère



Etude
dynamique

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2.Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/V2003) 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.

IV.2.1.Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA99/V2003).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.

✓ Calcul de force sismique totale : 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 :

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (Tableau 4.1)

C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage. étant donné que notre structure est implantée à Bejaia zone IIa selon RPA, et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), groupe d'usage 2.

Le coefficient A vaut donc $A = 0.15$.

R : Coefficient de comportement global de la structure :

il est en fonction du système de Contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)** .

Dans le cas de notre projet, on va opter pour un système de contreventement mixte assurée par des portiques et des voiles avec justification d'interaction portique-voile. Dans ce cas : $R = 5$

Q : Facteur de qualité de la structure :

il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec P_q comme pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des exécutions	Oui	0	Oui	0

$$Q_{/xx} = 1 + (0,05+0,05+0+0+0+0)=1.1 \Rightarrow Q_{/xx} = 1.1$$

$$Q_{/yy} = 1 + (0,05+0,05+0+0+0+0)=1.1 \Rightarrow Q_{/yy} = 1.1$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Concernant notre projet, on a des appartements à usage d'habitation, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Le poids de la structure est de $W=51270.574$ KN

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure T, de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

$$\text{Sol meuble classé comme site 3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \Rightarrow \eta = 0,82 \Rightarrow \eta > 0,7$$

$$T_c = C_T H^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

H : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure et jusqu'au dernier niau.

$$H = 36.32 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage. Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (36.32)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0,74$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times H}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 26.08 \text{ m}, \quad L_y = 19.71 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,64 \text{ s} \\ T_y = 0,73 \text{ s} \end{cases}; T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0,64 \text{ s} \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0,73 \text{ s} \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.64} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.73 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.73} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.59 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.64 \Rightarrow T_x = 0.83 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times 0.73 \Rightarrow T_y = 0.94 \text{ s} \end{cases}$$

✓ **La force sismique totale à la base de la structure est :**

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

RPA99(Art4.2.3)

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.73 \times 1.1}{5} \times 51270.574 \Rightarrow V_x = 2927.03 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.1}{5} \times 51270.574 \Rightarrow V_y = 2690.16 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99) dès que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que celui du système réel.

La conception des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maitres.
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire :

IV.3. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes

- 1). D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - 2). D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est trois modes de chaque direction considérée.

IV.4. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.2.2

Particulièrement adapté aux calculs de conception des structures, le SAP 2000 est un logiciel de calcul d'ingénierie bien adapté aux bâtiments et ouvrages de génie-civil. Avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment. Riche de nombreuses possibilités d'analyse, il aide à cerner les effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique, disponible, facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV .5. Disposition des voiles

L'architecte de notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :

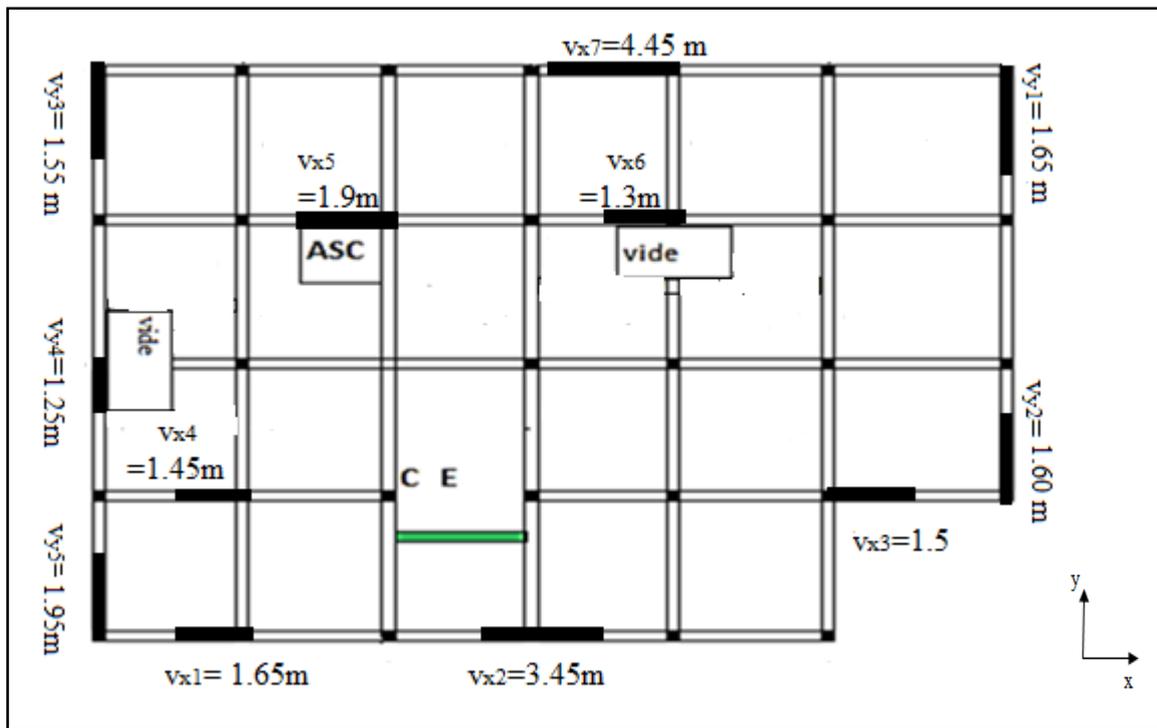


Figure IV.1. Disposition des voiles

IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000 version 14.2.2

Remarque :

Afin de répondre aux différentes exigences de l'RPA, on a augmenté la section des poteaux comme suit

Entresol et RDC :	(75 × 70) cm ²
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage :	(70 × 65) cm ²
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage :	(65 × 60) cm ²
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage :	(60 × 60) cm ²
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage :	(55 × 55) cm ²
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage :	(50 × 50) cm ²
DUPLEX :	(40 × 40) cm ²

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation

Modes	Périodes	Individuel mode (percent)%		Cumulative sum (percent)%	
		U _x	U _y	Sum U _x	Sum U _y
1	0.911	0.00018	0.736	0.00018	0.736
2	0.863	0.701	0.0001	0.702	0.736
3	0.325	0.011	0.007	0.713	0.744
4	0.297	0.003	0.107	0.717	0.851
5	0.285	0.00004	0.001	0.717	0.853
6	0.268	0.114	0.00065	0.831	0.853
7	0.200	0.000008	0.00004	0.831	0.853
8	0.165	0.0031	0.41	0.834	0.894
9	0.157	0.040	0.005	0.874	0.900
10	0.134	0.0100	0.0006	0.885	0.900
11	0.112	0.0003	0.22	0.885	0.923
12	0.102	0.033	0.0002	0.918	0.923

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que :

-Les deux premier modes de vibrations sont des translations avec un facteur de participation massique de 73.6% pour le 1^{er} mode (// y), et de 70.1% pour le 2^{ème} mode (// x).

La période dynamique selon le 1^{er} mode (//y) est de 0.91s elle est inférieure à $1.3 T_{st}=0.94s$, et selon le 2^{ème} mode (//x), elle est de 0.86s elle est légèrement supérieur à $1.3 T_{st}=0.83$.

-Les 90% de la somme des masses modales effectives est atteinte au 12^{ème} mode

dans le sens x-x et au 9^{ème} mode dans le sens y-y .Les modes de vibration sont montrées sur les figures suivantes

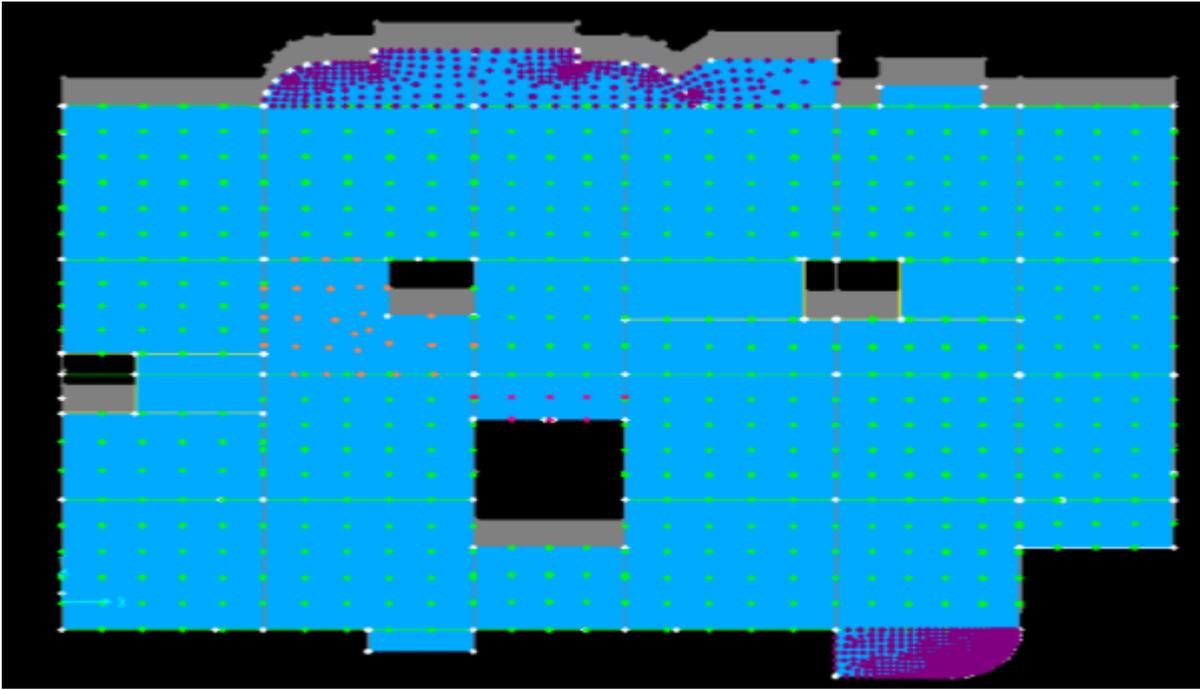


Figure IV.2.Mode 1 (translation // Y)

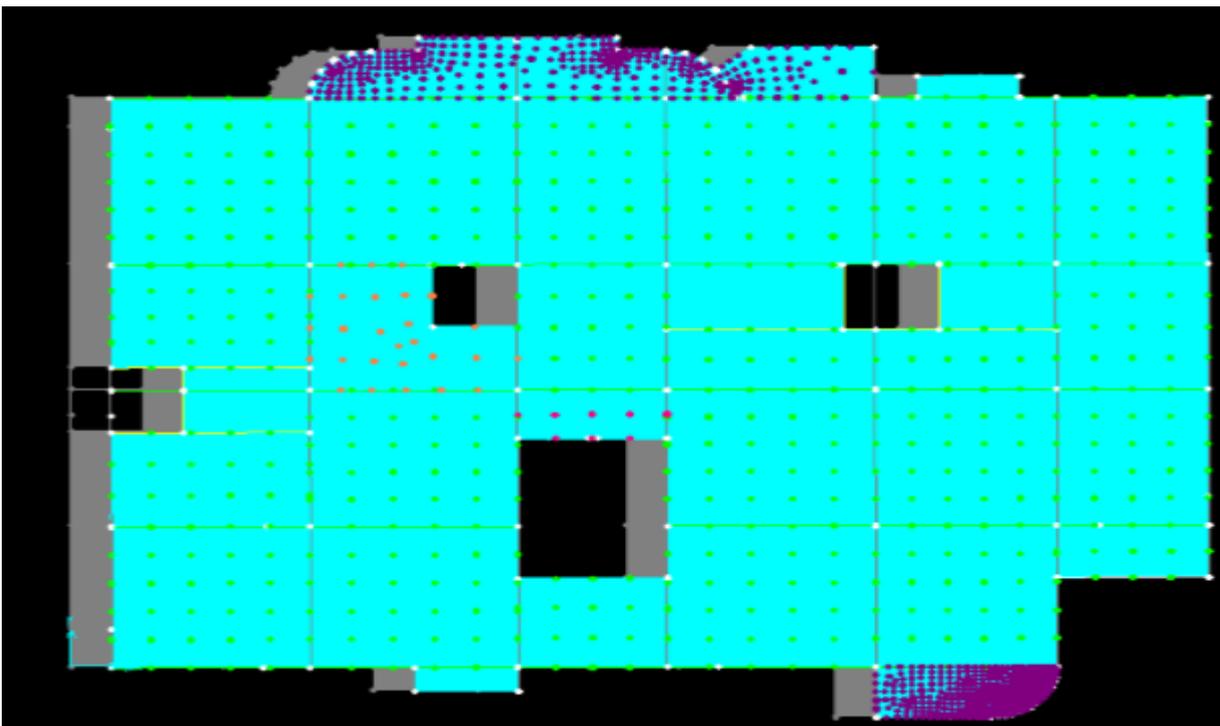


Figure IV.3.Mode 2 (translation // X)

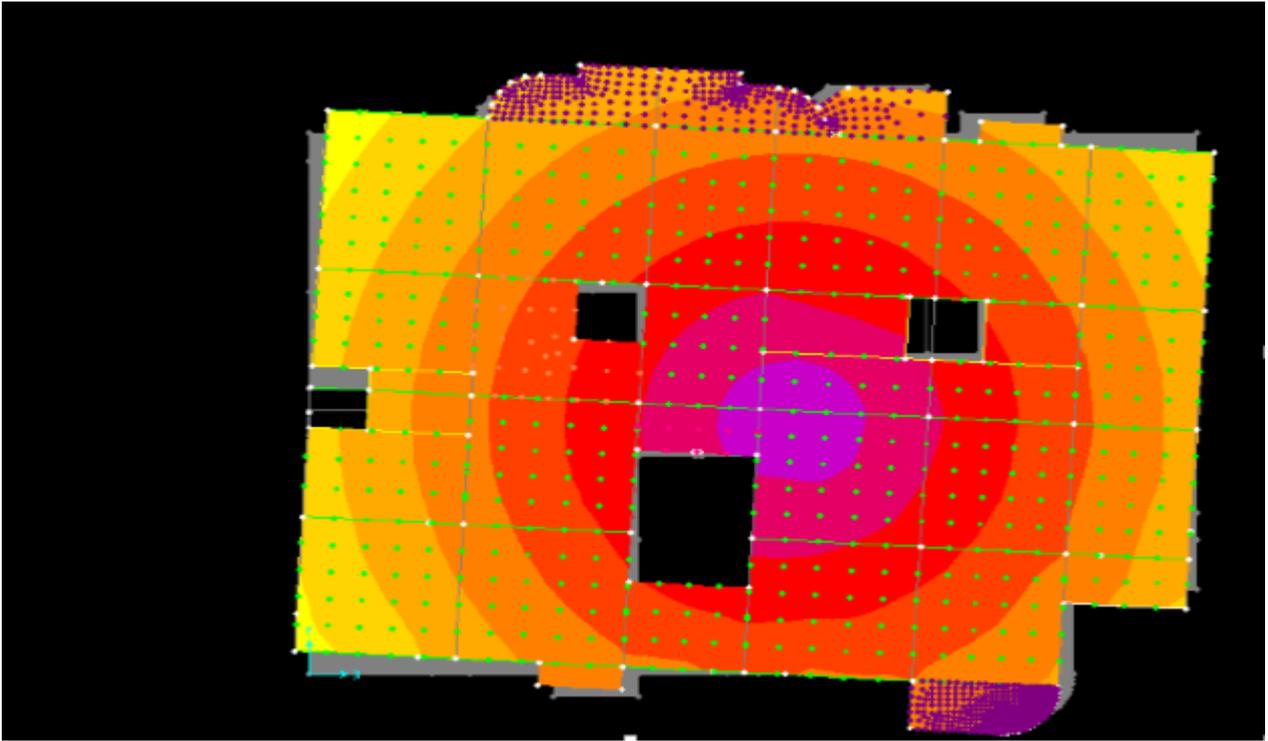


Figure IV.4. Mode 3 (Rotation autour Z)

b) Justification de l'interaction voiles-portiques

1) Sous charges verticales

Les tableaux IV.3 et IV.4 si dessous illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales

	<i>Charges reprises (KN)</i>			<i>pourcentages (%) repris</i>	
	<i>POTEAUX</i>	<i>VOILES</i>	<i>SOMMES</i>	<i>POTEAUX %</i>	<i>VOILES %</i>
RDC	42164.202	9023.955	51188.157	82.371	17.628
1 ^{er} étage	36432.284	8017.457	44449.741	81.962	18.037
2 ^{ème} étage	31798.788	7336.856	39135.644	81.252	18.747
3 ^{ème} étage	29569.311	6889.497	36458.808	81.103	18.896
4 ^{ème} étage	25858.995	6118.777	31977.772	80.865	19.134
5 ^{ème} étage	22204.749	5291.714	27496.463	80.754	19.245
6 ^{ème} étage	19097.404	3794.567	22891.971	83.424	16.575
7 ^{ème} étage	15350.024	3282.538	18632.526	82.382	17.617
8 ^{ème} étage	11551.040	2674.473	14225.513	81.199	18.800
9 ^{ème} étage	7784.011	2323.233	10107.244	77.014	22.985
10 ^{ème} étage	4744.529	1716.738	6461.267	73.430	26.569
11 ^{ème} étage	2535.832	463.946	2999.778	84.533	15.466

➤ Analyse des résultats :

L'interaction sous charges verticales est **justifiée** puisque les voiles de contreventement reprennent moins de 20% de sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 80% sauf dans les deux étages (9^{ème} et 10^{ème}) ou l'écart de 2.986%

2) Sous-charges horizontales

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales

	<i>Interaction Ex</i>				<i>interaction Ey</i>			
	<i>POTEAUX</i>	<i>VOILES</i>	<i>POTEAUX</i> %	<i>VOILES</i> %	<i>POTEAUX</i>	<i>VOILES</i>	<i>POTEAUX</i> %	<i>VOILES</i> %
RDC	858.265	1577.897	35.230	64.769	1538.430	1016.064	60.224	39.775
1 ^{er} étage	734.087	1499.728	32.862	67.137	1567.035	887.502	63.842	36.157
2 ^{ème} étage	836.965	999.702	45.569	54.430	1606.117	626.065	71.952	28.047
3 ^{ème} étage	912.450	974.192	49.065	50.934	1567.745	587.652	72.735	27.264
4 ^{ème} étage	991.084	802.913	55.244	44.755	1567.288	433.972	78.315	21.684
5 ^{ème} étage	958.162	733.954	56.625	43.374	1393.131	429.894	76.418	23.581
6 ^{ème} étage	990.973	549.305	64.337	35.662	1382.010	179.388	88.511	11.488
7 ^{ème} étage	816.026	391.386	67.784	32.415	1102.620	292.958	79.008	20.991
8 ^{ème} étage	756.380	345.132	68.667	31.332	994.938	186.023	84.248	15.751
9 ^{ème} étage	617.117	292.51	67.842	32.157	679.895	192.045	77.974	22.025
10 ^{ème} étage	399.108	246.004	61.866	38.133	585.717	67.386	89.682	10.317
11 ^{ème} étage	181.871	157.483	53.593	46.406	270.309	61.575	81.446	18.553

➤ Analyse des résultats :

L'interaction sous charges horizontale est **justifiée** puisque le taux de l'effort tranchant repris par les portiques est supérieur à 25% et celui repris par les voiles est inférieur à 75%,

c) Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante :
$$v = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99 (Article 7.1.3.3)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normale réduit.

NIVEAU	Poteau (cm)	B (cm ²)	Na (KN)	v	Observation
RDC	75x70	5250	-2716.77	0.206	vérifiées
1 ^{er} étage	70x65	4550	-2159.941	0.189	
2 ^{ème} étage			-1688.659	0.148	
3 ^{ème} étage	65x60	3900	-1238.849	0.127	
4 ^{ème} étage			-908.808	0.093	
5 ^{ème} étage	60x60	3600	-597.775	0.066	
6 ^{ème} étage			-359.114	0.040	
7 ^{ème} étage	55x55	3025	-311.564	0.039	
8 ^{ème} étage			-305.947	0.041	
9 ^{ème} étage	50x50	2500	-166.521	0.026	
10 ^{ème} étage			-149.729	0.023	
11 ^{ème} étage	40x40	1600	-133.013	0.033	

➤ **Analyse des résultats :**

Après analyse des résultats on voit bien que l'effort normal de compression est vérifié.

d) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'RPA99 (4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces Sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces.

	Vst(KN)	0.8Vst(KN)	V _{dy} (KN)	V _{dy} > 0.8Vst
Sens xx	2927.03	2341.62	2464.435	Vérifier
Sens yy	2690.16	2152.13	2685.461	Vérifier

L'effort $V_{Dynamique} > 0,8V_{Statique}$, la condition est vérifiée

e) vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$

RPA99 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le (**Tableau IV.7**).

Tableau IV.7. Vérification des déplacements

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k cm	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0.05	0.25	0	0.25	306	0.0008	0.07	0.35	0	0.35	0.001
NIV 01	0.15	0.75	0.25	0.50	306	0.001	0.22	1.10	0.35	0.75	0.002
NIV 02	0.29	1.45	0.75	0.70	306	0.002	0.41	2.05	1.10	0.95	0.003
NIV 03	0.45	2.25	1.45	0.80	306	0.002	0.62	3.10	2.15	1.05	0.003
NIV 04	0.63	3.15	2.25	0.90	306	0.002	0.84	4.20	3.10	1.10	0.003
NIV 05	0.82	4.10	3.15	0.95	306	0.003	1.05	5.25	4.20	1.05	0.003
NIV 06	1.01	5.05	4.10	0.95	306	0.003	1.26	6.30	5.25	1.05	0.003
NIV 07	1.19	5.95	5.05	0.9	306	0.002	1.45	7.25	6.20	0.95	0.003
NIV 08	1.36	6.80	5.95	0.85	306	0.002	1.61	8.05	7.25	0.80	0.002
NIV 09	1.50	7.50	6.80	0.70	306	0.002	1.74	8.70	8.05	0.65	0.002
NIV 10	1.59	7.95	7.50	0.45	286	0.001	1.81	9.05	8.70	0.35	0.001
NIV 11	1.65	8.25	7.95	0.30	286	0.001	1.86	9.30	9.05	0.25	0.0008

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k_{\max}} = 1\text{cm} < 0.01 \times h_e = 4\text{cm}$$

f) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si à tous les niveaux est satisfaite la condition suivante :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$;
- si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

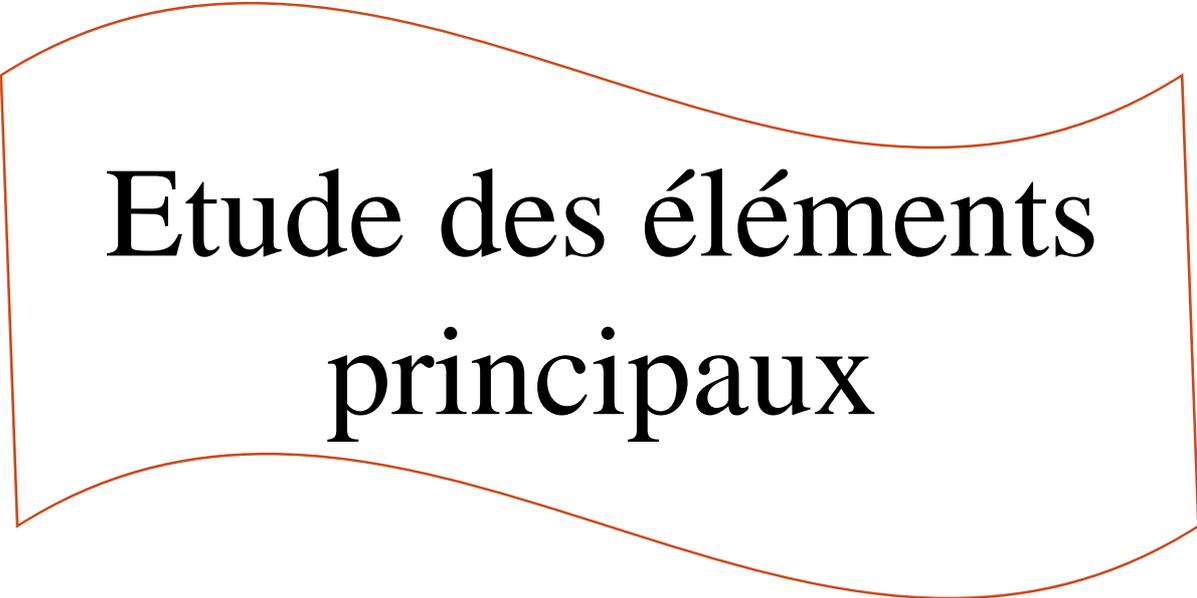
Tableau IV.8. Vérification à l'effet P- Δ .

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	306	44449.741	0.25	2436.162	0.014	0.35	2554.494	0.019
NIV 01	306	39135.640	0.50	2233.815	0.028	0.75	2454.537	0.039
NIV 02	306	36458.808	0.70	1836.667	0.045	0.95	2232.182	0.050
NIV 03	306	31977.772	0.80	1859.642	0.045	1.05	2155.397	0.05
NIV 04	306	27496.463	0.90	1793.997	0.045	1.10	2001.260	0.049
NIV 05	306	22291.971	0.95	1672.116	0.042	1.05	1823.260	0.043
NIV 06	306	18632.562	0.95	1540.278	0.037	1.05	1561.398	0.040
NIV 07	306	14225.512	0.9	1207412	0.034	0.95	1395.578	0.031
NIV 08	306	10107.244	0.85	1101.512	0.025	0.80	1180.961	0.022
NIV 09	306	6461.267	0.70	909.627	0.016	0.65	871.940	0.015
NIV 10	286	2999.778	0.45	645.112	0.007	0.35	653.103	0.005
NIV 11	286	0	0.30	339.354	0	0.25	331.884	0

On remarque que les valeurs de θ_k sont \leq à 0.1 ; l'effet P- Δ n'a donc pas d'influence sur la structure.

IV.6.conclusion

Après plusieurs dispositions, nous avons opté pour celle qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique comme la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, taux de participation, L'effet P- Δ , découlent de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



Etude des éléments
principaux

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude 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.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- | | |
|-------------------|---------------------------------|
| 1) → G + Q | 4) → 0.8G ± EY |
| 2) → 1.35G + 1.5Q | 5) → G + Q ±EX (RPA99) |
| 3) → 0.8G ± EX | 6) → G + Q ±EY |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

Les résultats obtenus pour les sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le (**tableau v.1**)

Tableau V.1. Valeurs des sollicitations dans les poteaux :

Poteaux	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Cmb	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)	Comb	Mmax (KN.m)	Ncorr (KN)	Cmb	V (KN)
75x70	-2716.77	92.43	6	-29.53	150.07	5	233.44	-995.17	5	-134.08
70x65	-2173.09	52.32	6	-141.63	51.98	5	198.35	-870.64	5	-163.39
	-1719.65	43.61	5	-177.84	13.70	3	201.31	-787.66	5	-182.11
65x60	-1443.23	29.55	5	-41.86	92.63	3	187.14	-717.80	5	-177.70
	-1204.62	16.11	2	-41.87	26.17	6	181.27	-653.05	5	-173.96
60x60	-989.94	14.46	2	-15.98	23.73	3	162.66	-582.52	6	-158.08
	-891.13	7.12	2	-28.55	13.18	3	155.27	-501.54	6	-150.96
55x55	-834.00	4.20	2	-25.71	11.98	6	127.09	-364.51	6	-133.20
	-767.38	4.77	2	-5.58	80.62	4	108.94	-159.29	5	-118.04
50x50	-656.31	4.02	2	-4.88	40.61	3	106.48	-65.35	6	-86.08

	-648.08	2.37	2	-0.087	7.16	6	52.43	-284.65	6	60.96
40x40	-237.72	1.37	2	-4.36	1.10	1	-32.21	-20.14	6	-20.14

NB : (-) : compression
 (+) : traction

1) Les recommandations du RPA 99/2003

RPA (art 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de : 0.8 % (Zone II) ;
- le pourcentage maximal est de : $\begin{cases} 4 \% \text{ en zones courantes ;} \\ 6\% \text{ en zones de recouvrement ;} \end{cases}$
- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1, 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage.

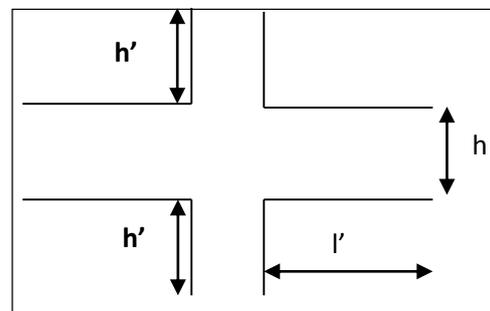


Figure V. 1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le (**Tableau V.2.**) :

Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

NIVEAU	Section du poteau (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	A max RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	75x70	42	210	315
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	70x65	36.4	182	273
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	65x60	31.2	156	234
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60x60	28.8	144	216
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55x55	24.2	121	181.5
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	50x50	20	100	150
11 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96

b) Les armatures transversales :**RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa ;

- dans la zone courante : $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone IIa.

ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 0.3\% & \text{si} & \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si} & \lambda_g < 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ . $l_r = 40\phi$

2) Calcul du ferrailage

a) Ferrailage longitudinal

➤ Hypothèses de calcul :

Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;

Calcul en flexion composée ;

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 70 \text{ cm}$; $h = 75 \text{ cm}$; $d = 72 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_s = 1,15$ et $\gamma_b = 1,5$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = -2716.77 \text{ KN} \quad \rightarrow M_{\text{cor}} = -92.43 \text{ KN.m (G+Q +E}_y)$$

$$- M_{\max} = 233.44 \text{ KN.m} \quad \rightarrow N_{\text{cor}} = -995.17 \text{ KN (G+Q +E}_x)$$

$$- N_{\min} = -29.54 \text{ KN} \quad \rightarrow M_{\text{cor}} = 150.07 \text{ KN.m (G+Q +E}_x)$$

➤ Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$N = 2716.77 \text{ KN}$ (de compression) $(G+Q +E_y)$

$$M = 92.43 \text{ KN.m} \quad \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{92.43}{2716.77} = 0.034 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ m} \quad \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 92.43 + 2716.77 \times (0.72 - 0.75/2) = 1029.71 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.70 \times 0.75 \times 14.2 = 1.70 > [2716.77 \times (0.72 - 0.03) - 1029.71] \times 10^{-3} = 0.84 \text{ MN.m} \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1029.71 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.200$$

$$\mu_{bu} = 0.200 > 0.186$$

$$\text{On est en pivot B} : : \varepsilon_s = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.200}) = 0.282$$

$$z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.282) = 0.638 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1029.71 \times 10^{-3}}{0.638 \times 348} = 4.63 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 46.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 46.3 - \frac{2716.77 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -31.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul sous M_{max} et N_{cor} :**

$$M = 233.44 \text{ KN.m}, N = -995.175 \text{ KN} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{233.44}{995.175} = 0.23 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'}.)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 233.44 + 995.175 \times (0.72 - 0.75/2) = 576.77 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.70 \times 0.75 \times 14.2 = 1.70 > [995.175 \times (0.72 - 0.03) + 576.77] \times 10^{-3} = 1.26 \text{ MN.m} \Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 576.77 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.112 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.149 \rightarrow z = 0.677 \rightarrow A_l = 24.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 24.48 - \frac{995.175 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -4.116 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul sous N_{min} et M_{cor} :**

$$M = 150.07 \text{ KN.m} , N = -29.53 \text{ KN} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{150.07}{29.53} = 5.08 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 150.07 + 29.53 \times (0.72 - 0.75/2) = 160.26 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times 0.70 \times 0.75 \times 14.2 = 1.70 > [29.53 \times (0.72 - 0.03) + 160.26] \times 10^{-3} = 0.180 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 160.26 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.039 \rightarrow z = 0.708 \rightarrow A_l = 6.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 6.50 - \frac{29.53 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Le (Tableau V.3) résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

NIVEAU	Section du poteau (cm ²)	Type de section	Acalcul (cm ²)	Amin (cm ²) RPA99	A _{adop} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Entre sol RDC	75x70	S.P.C	5.65	42	43.86	12HA20+4HA14
étage 1 et 2	70x65	S.P.C	7.48	36.4	37.7	12HA20
étage 3 et 4	65x60	S.P.C	3.74	31.4	33.17	8HA20+4HA16
étage 5 et 6	60x60	S.P.C	0.96	28.8	33.17	8HA20+4HA16
étage 7 et 8	55x55	S.P.C	2.17	24.2	28.65	4HA20+8HA16
étage 9 et 10	50x50	S.P.C	5.82	20	22.24	8HA16+4HA14
étage 11	40x40	S.P.C	2.25	12.8	14.2	4HA16+4HA14

b) ferrailage transversale :

Le ferrailage transversal pour les différents poteaux des différents niveaux sont résume dans le (Tableaux V.4) :

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	étage 3 et 4	étage 5 et 6	étage 7 et 8	étage 9 et 10	étage 11
Section (cm ²)	75x70	70x65	65x60	60x60	55x55	50x50	40x40
ϕ_l^{\min} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	200.2
λ_g	2.856	3.06	3.295	3.570	3.894	4.284	5.005
V_u (KN) SAP2000	134.082	163.39	177.705	158.080	133.203	86.084	20.142
$t_{zonenodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zonecourante}$ (cm)	10	10	10	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A' (cm ²)	2.51	3.28	3.84	3.70	3.40	2.42	1.42
A'_{\min} (cm ²) Zone nodale	5.6	5.1	4.35	3.94	3.17	2.39	1.2
A'_{\min} (cm ²) Zone courante	5.6	5.1	4.35	5.91	4.75	3.59	1.8
A'_{adop} (cm ²)	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	4HA10+ 4HA8=5.15	8HA8=4.02	4HA8=2.01

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

3) Vérifications

a) Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **BAEL91** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

➤ **Exemple de calcul**

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ .

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

On calcule l'élançement $\lambda = \frac{l_f}{i}$. l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$$

$$B = 0.75 \times 0.7 = 0.525m^2$$

$$I = \frac{0.75 \times 0.70^3}{12} = 2.14 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{2.14 \times 10^{-2}}{0.525}} = 0.202m$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.202} = 10.60 < 50 \implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10.60}{35}\right)^2} = 0.834$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq \frac{2716.777 \times 10^{-3}}{0.834 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.147m^2$$

Or nous avons $B_r = (75 - 2) \times (70 - 2) \times 10^{-4} = 0.4964m^2$

0.4964 > 0.147 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de flambement des poteaux des différents étages sont récapitulés dans le (**Tableau V.5**) :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

NIVEAU	Nu (KN)	I (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
Entre-sol RDC	2716.77	0.2021	10.599	0.835	0.4964	0.147	Vérifiée
étage 1 et 2	2173.09	0.1876	11.418	0.832	0.4284	0.118	Vérifiée
étage 3 et 4	1443.23	0.1876	11.418	0.832	0.3654	0.0789	Vérifiée
étage 5 et 6	989.94	0.1732	12.367	0.829	0.3364	0.0543	Vérifiée
étage 7 et 8	834.004	0.1588	13.489	0.825	0.2809	0.046	Vérifiée
étage 9 et 10	656.31	0.1443	14.844	0.820	0.2304	0.0364	Vérifiée
étage 11	237.72	0.1155	17.333	0.81	0.1444	0.0133	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{1bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{2bc} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ;$$

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

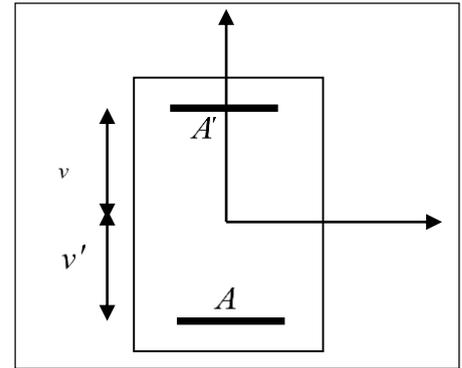


Figure V.2. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau .V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	étage 3 et 4	étage 5 et 6	étage 7 et 8	étage 9 et 10	étage 11
Section (cm ²)	75x70	70x65	65x60	60x60	55x55	50x50	40x40
d (cm)	72	67	62	57	52	47	37
A _s (cm ²)	43.98	37.7	33.17	33.17	24.63	20.11	14.2
v (cm)	41.39	39.09	33.94	33.91	28.68	28.63	23.77
v' (cm)	33.61	30.90	26.05	26.08	21.31	21.36	16.22
I _{yy} ' (m ⁴)	0.0317	0.0245	0.0159	0.0146	0.008	0.0072	0.0032
N _{ser} (KN)	1579.43	1400.05	1055.38	733.29	617.78	486.16	176.09
M _{ser} (KN.m)	21.71	15.45	16.23	10.71	3.11	2.97	1.02
M _{serG} (KN.m)	83.15	72.74	57.85	39.43	25.89	20.63	7.66
σ _{1bc} (MPa)	3.12	3.19	2.83	2.13	2.34	2.03	1.16
σ _{2bc} (MPa)	3.89	3.99	3.65	2.74	2.94	2.56	1.49
σ̄ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau V.7**) suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	étage 3 et 4	étage 5 et 6	étage 7 et 8	étage 9 et 10	étage 11
Section (cm ²)	75x70	70x65	65x60	60x60	55x55	50x50	40x40
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	200.2
λ_g	2.856	3.06	3.295	3.570	3.894	4.284	5.005
ρ_d	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.075
d (cm)	72	67	62	57	52	47	37
V_u (KN) SAP2000	134.082	163.39	177.705	158.080	133.203	86.084	20.142
τ MPa	0.266	0.375	0.477	0.462	0.465	0.366	0.136
$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.875
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

d) Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

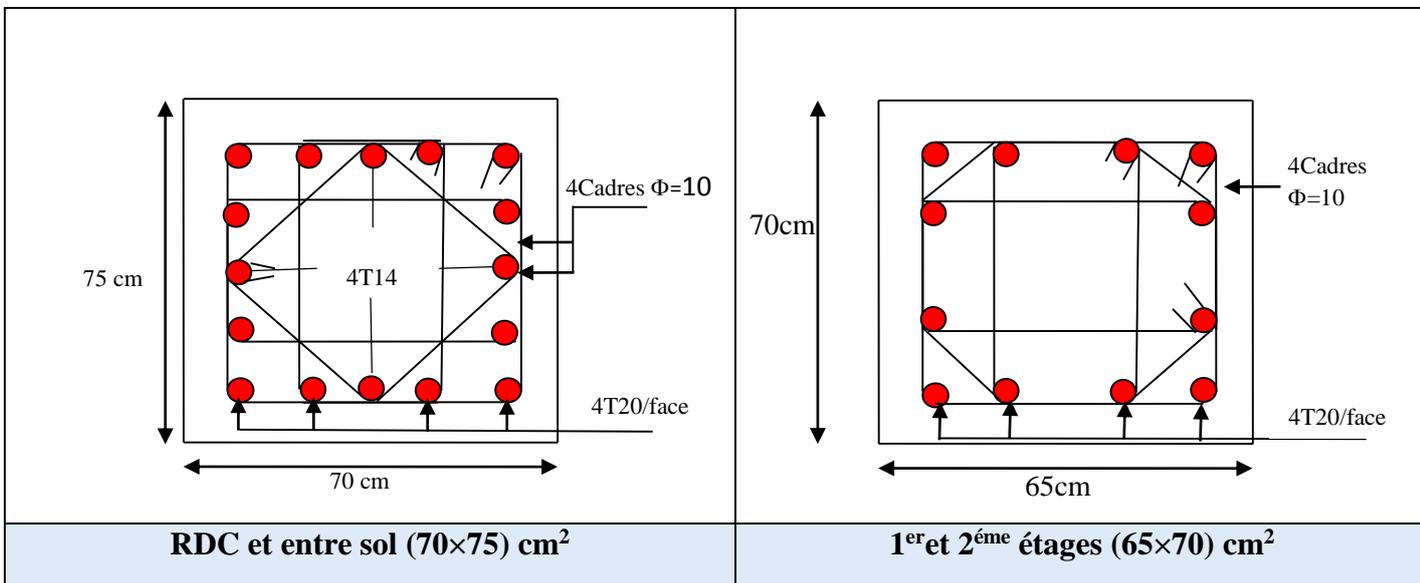
Niveaux		Entre sol et RDC	Etage 1 et 2	étage 3 et 4	étage 5 et 6	étage 7 et 8	étage 9 et 10	étage 11
Section (cm ²)		75x70	70x65	65x60	60x60	55x55	50x50	40x40
L'(cm)	P.P	80	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70	70
h'(cm)		75	70	65	60	60	60	60

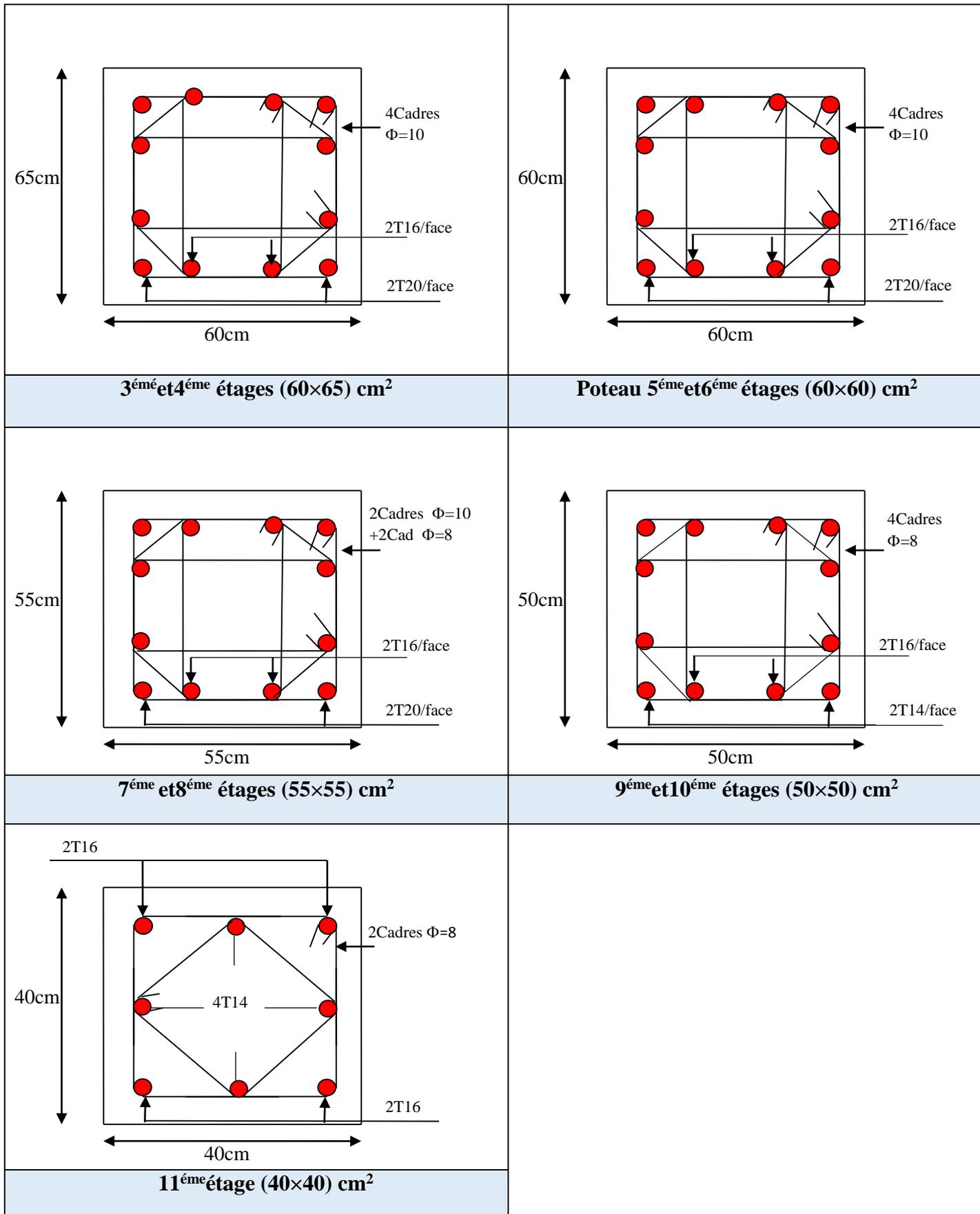
e) Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
 - Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
 - Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:
- Pour $\phi = 20\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{ cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80\text{ cm}$.
- Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{ cm}$.
- Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm} \quad \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{ cm}$.

❖ Schémas de ferrailage

Tableau V.9. Schémas de ferrailage des poteaux.





V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \quad \dots\dots\dots Accidentalles \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

❖ Recommandations

1) Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

2) Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$
Avec S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right) : \text{ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle,

Tableau V.10. Armatures longitudinales des poutres.

Niveau	Type de poutre	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nbre de barres
RDC	Principales	Appuis	-131.92	11.57	6	12.06	6HA16
		Travée	99.83	8.28		9.11	3HA16+2HA14
	Secondaires	Appuis	-78.29	7.51	5.25	7.70	5HA14
		Travée	76.34	7.31		7.70	5HA14
Étage courant	Principales	Appuis	-130.88	11.26	6	12.06	6HA16
		Travée	103.63	8.64		9.11	3HA16+2HA14
	Secondaires	Appuis	-70.22	6.66	5.25	6.88	3HA14+2HA12
		Travée	67.81	6.41		6.88	3HA14+2HA12
Terrasse inaccessible	Principales	Appuis	-66.50	5.33	6	5.65	5HA12
		Travée	29.87	2.31		3.39	3HA12
	Secondaires	Appuis	-20.55	1.8	5.25	3.39	3HA12
		Travée	17.21	1.52		3.39	3HA12

➤ Calcul des longueurs de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 70 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

Armatures transversales

a) Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (1cadre + 1étrier)

Avec: $A_{t,min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$

b) Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le **RPA 99**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right)$ $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \Rightarrow \text{poutres secondaires } St = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm$ $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \Rightarrow \text{poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2 \rightarrow A_t > A_t^{min}$ C'est vérifié

❖ **Vérfications à l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$ $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales: } A^{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$ vérifiée

✓ **Vérification des contraintes tangentielles**

$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91 (Article H. III. 1)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPa$

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	199.83	1.66	3.33	Vérifiée
Secondaires	132.36	1.26	3.33	Vérifiée

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives :
$$A_l \geq A_l^{rive} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

-Appui intermédiaires :
$$A_l \geq A_l^{int} = \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Tableau V.12. Vérification au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	11.57	199.83	-131.92	5.74	-5.34	Vérifiée
Secondaires	7.51	132.36	-78.29	3.80	-3.77	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

a) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad ; I = \frac{b \times h^3}{12}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le (**Tableau V.13**) :

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (m ⁴)	Y (cm)	Contraintes		observation
						σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	
Principales	appui	-50.90	5.65	71311	12.09	8.43	15	vérifiée
	travée	35.63	3.39	49850	9.78	6.99	15	vérifiée
Secondaires	appui	-43.84	3.39	51998	10.86	9.15	15	vérifiée
	travée	19.03	3.39	36580	90.01	4.69	15	vérifiée

b) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche sera nécessaire :

$$- h \geq hf = \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right) \times l$$

$$- A \leq Af = \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$$

$$- L < 8 \text{ m}$$

Poutres principales :

$$h \geq hf = \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{35.63}{10 \times 49.27} \right) \times 5.14 = 37.17$$

$$- A = 6.88 \leq Af = \frac{4.2 \times 0.3 \times 0.38}{f_e} = 11.97$$

$$- L < 8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 40\text{cm} > hf = 37.17\text{cm} \\ A = 6.88\text{cm}^2 < Af = 11.97\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

Poutres secondaires :

$$h \geq hf = \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{19.03}{10 \times 28.55} \right) \times 4.88 = 32.52 \text{ cm}$$

$$- A = 6.88 \leq Af = \frac{4.2 \times 0.3 \times 0.32}{f_e} = 11.97\text{cm}^2$$

$$- L < 8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 35\text{cm} > hf = 32.52\text{cm} \\ A = 5.65\text{cm}^2 < Af = 10.08\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.9 \times h$$

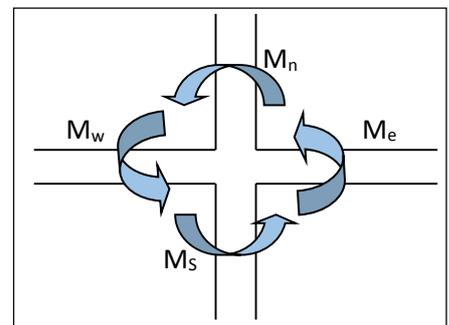


Figure V.3. Schéma de la Zone nodale.

Le (Tableau V.14) résume les résultats des moments résistants dans les poteaux.

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

NIVEAU	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Entre sol RDC	0.75	0.675	43.86	348	1030.271
étage 1 et 2	0.70	0.63	37.7	348	826,535
étage 3 et 4	0.65	0.585	33.17	348	675,275
étage 5 et 6	0.60	0.54	33.17	348	623,331
étage 7 et 8	0.55	0.495	28.65	348	493.525
étage 9 et 10	0.50	0.45	22.24	348	348.278
étage 11	0.40	0.36	14.2	348	177,898

Le (Tableau V.14) résume les résultats des moments résistants dans les poteaux.

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales

NIVEAU	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Entre sol RDC	0.40	0.36	12.06	348	151.088
étage 1 et 2	0.40	0.36	7.7	348	96.466
étage 3 et 4	0.40	0.36	7.7	348	96.466
étage 5 et 6	0.40	0.36	7.7	348	96.466
étage 7 et 8	0.40	0.36	7.7	348	96.466
étage 9 et 10	0.40	0.36	7.7	348	96.466
étage 11	0.40	0.36	3.39	348	42,47

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

NIVEAU	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Entre sol RDC	0.35	0.315	7.7	348	84.407
étage 1 et 2	0.35	0.315	6.88	348	75.419
étage 3 et 4	0.35	0.315	6.88	348	75.419
étage 5 et 6	0.35	0.315	6.88	348	75.419
étage 7 et 8	0.35	0.315	6.88	348	75.419
étage 9 et 10	0.35	0.315	6.88	348	75.419
étage 11	0.35	0.315	3.39	348	37.161

Les résultats des la vérification des zones nodales selon el sens principale sont résumé dans le (tableauV.17).

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

NIVEAU	M_N	M_S	M_{N+M_S}	M_W	M_E	$1.25(M_W+M_E)$	observation
Entre-sol RDC	826.535	1030.271	1856.806	151.088	151.088	377.72	vérifiée
étage 1 et 2	675.275	826,535	1501.81	96.466	96.466	241.165	Vérifiée
étage 3 et 4	623.331	675,275	1298.606	96.466	96.466	241.165	Vérifiée
étage 5 et 6	493.525	623,331	1116.856	96.466	96.466	241.165	Vérifiée
étage 7 et 8	348.278	493.525	841.803	96.466	96.466	241.165	Vérifiée
étage 9 et 10	177.898	348.278	526.176	96.466	96.466	241.165	Vérifiée
étage 11	0	177,898	177.898	42,47	42,47	106.175	vérifiée

Les résultats des la vérification des zones nodales selon el sens principale sont résumé dans le (tableauV.18).

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

NIVEAU	M_N	M_S	M_{N+M_S}	M_W	M_E	$1.25(M_W+M_E)$	observation
Entre sol RDC	826.535	1033,09	1856.806	84.407	84.407	154,8375	vérifiée
étage 1 et 2	675.275	826,535	1501.81	75.419	75.419	92,9025	Vérifiée
étage 3 et 4	623.331	675,275	1298.606	75.419	75.419	92,9025	Vérifiée
étage 5 et 6	424.276	623,331	1116.856	75.419	75.419	92,9025	Vérifiée
étage 7 et 8	314.923	424,276	841.803	75.419	75.419	92,9025	Vérifiée
étage 9 et 10	177.898	314,923	526.176	75.419	75.419	92,9025	Vérifiée
étage 11	0	177,898	177.898	37,161	37,161	92,9025	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieur aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastique se fera dans les poutres et non dans les poteaux

❖ Schémas de ferrailage des poutres

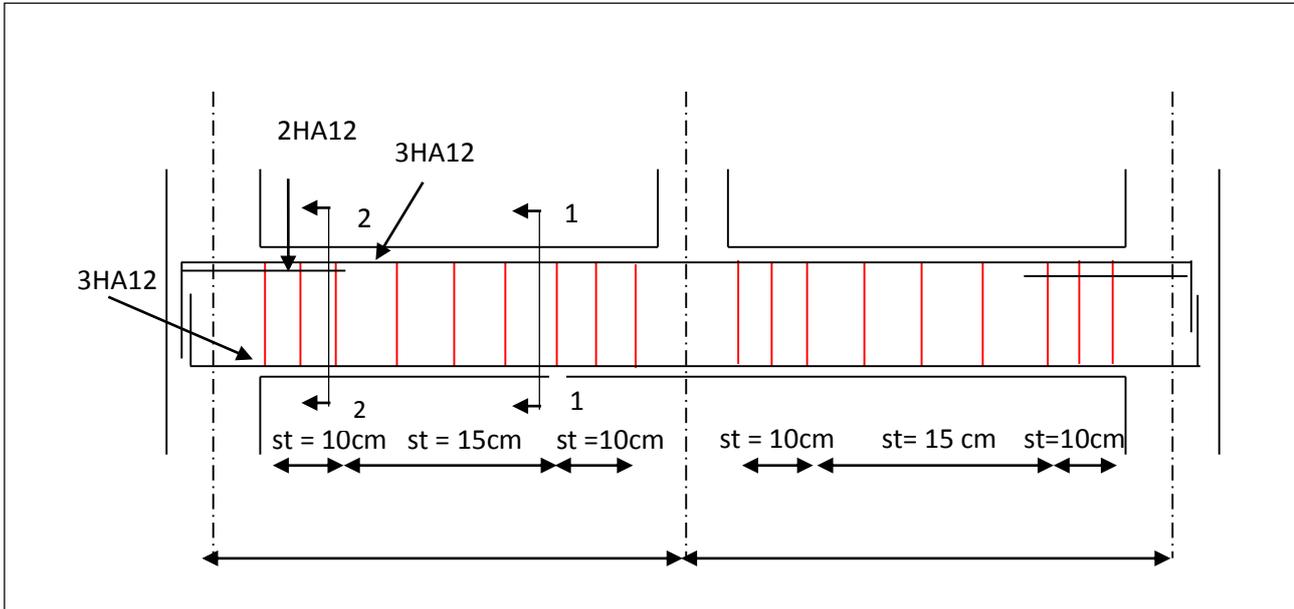
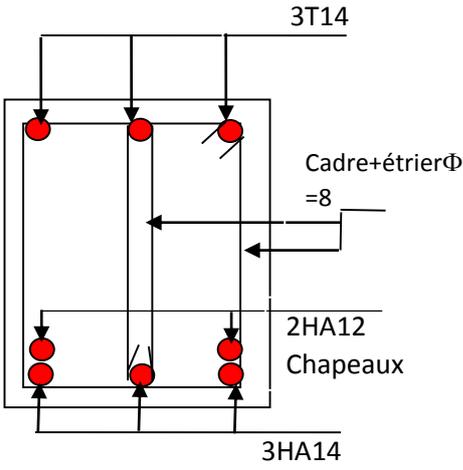
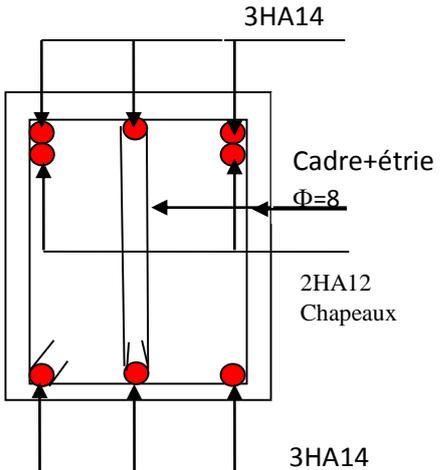
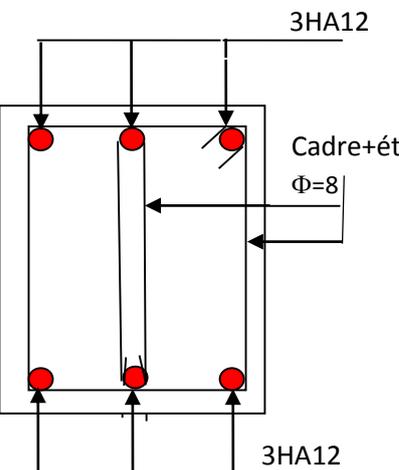
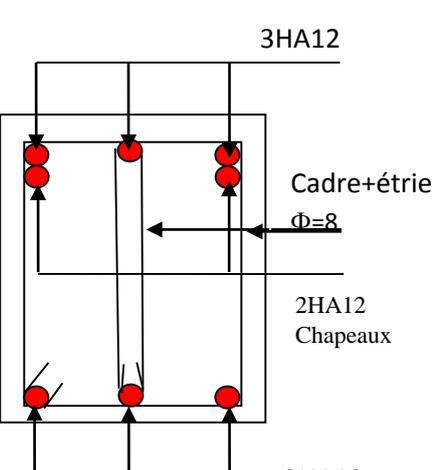
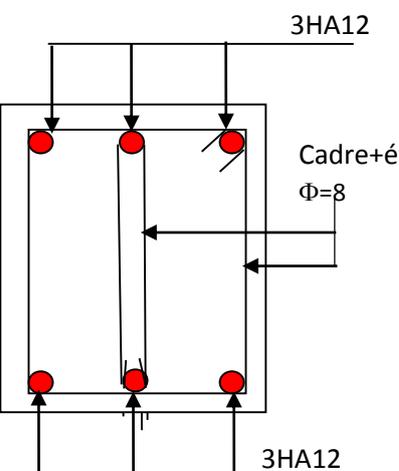
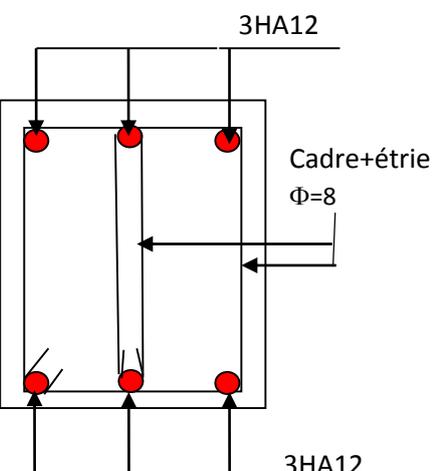


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres principales de terrasse inaccessible

❖ Coupes de ferrailage des poutres

RDC		
	En travée (1-1)	En appui (2-2)
<p>PP (30x40)cm²</p>		
<p>PS (30x35)cm²</p>		
étage courant		
<p>PP (30x40)cm²</p>		

<p>PS (30x35)cm²</p>	 <p>3T14</p> <p>Cadre+étrier Φ=8</p> <p>2HA12 Chapeaux</p> <p>3HA14</p>	 <p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier Φ=8</p> <p>2HA12 Chapeaux</p> <p>3HA14</p>
<p>Terrasse inaccessible</p>		
<p>PP (30x40)cm²</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier Φ=8</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier Φ=8</p> <p>2HA12 Chapeaux</p> <p>3HA12</p>
<p>PS (30x35)cm²</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier Φ=8</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier Φ=8</p> <p>3HA12</p>

V.4. Étude des voiles

Introduction

Les voiles peuvent être définies comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est faible devant les deux autres. Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leur plan. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- flexion ;
- flexion par effort tranchant ;
- écrasement ;

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller sur le respect des modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales ;
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \\ N_{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \end{array} \right.$$

❖ Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales : elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** ;
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (**M** et **N**) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable :

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

b) Armatures horizontales : disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de diamètre 10 ϕ .

- elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adpt} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N_{bre} /face : nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_h^{adpt} / ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

c) Armatures transversales : elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

d) Armatures de couture : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par La section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \text{ avec } v=1.4 v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{\min} = 0.15 \%$ section globale du voile.

$A_{\min} = 0.1 \%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$.

f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$ en zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

❖ voile plein

- sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14.2.2, les résultats sont résumés dans le (Tableau V.19).

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile pour l'entre sol et RDC.

	e(cm)	$N_{\max} \rightarrow M \text{ cor.}$		$N_{\min} \rightarrow M \text{ cor.}$		$M_{\max} \rightarrow N \text{ cor}$		V
V_{x1}	17	1043.15	380.45	33.55	-373.83	380.45	1043.15	123.38
V_{x2}	17	1435.26	476.02	355.79	-493.19	477.93	1315.25	-163.43
V_{x3}	17	928.01	295.58	178.57	-310.61	-312.28	301.52	-122.44
V_{x4}	17	986.21	279.09	175.74	-275.10	279.09	986.21	99.58
V_{x5}	17	1347.52	522.31	175.93	-513.38	-513.38	175.93	-163.47
V_{x6}	17	868.11	204.97	206.58	209.80	-210.34	326	-83.34
V_{x7}	17	1824.75	28.82	782.56	-3267.10	3305.53	1650.44	704.91
V_{y1}	17	1204.97	-646.59	35.61	628.39	-646.59	1204.97	-220.67
V_{y2}	17	1187.38	-602.29	15.37	605.70	606.08	114.84	-202.89
V_{y3}	17	1096.38	-524.47	59.26	510.91	-524.47	1096.38	-185.86
V_{y4}	17	950.11	-345.94	19.62	326.70	-345.94	950.11	-141.77
V_{y5}	17	1335.52	-889.12	22.04	878.33	-889.12	1335.52	276.86

❖ Calcul du ferrailage des voiles :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, les sections d'aciers calculées sont obtenues en utilisant le programme d'exel, Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.20. Ferrailage des voiles selon x-x' et y-y' du RDC, étage 1,2.

Niveaux	Les voiles selon x-x'		Les voiles selon y-y'	
	Entre sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	Entre sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages
L(m)	1.9	1.9	1.95	1.95
e(m)	0.17	0.17	0.20	0.20
M (KN.m)	522.31	20.44	889.12	440.86
N (KN)	-1347.52	-1007.41	-1335.53	634.49
V (KN)	163.47	-123.91	276.86	202.72
τ Mpa	0.79	0.6	1.1	0.95
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5
$A_{v\text{cal}}$ /face (cm ²)	23.62	12.44	25.31	13.71
$A_{v\text{min}}$ /face (cm ²)	4.85	4.85	5.85	5.85
N^{barre} /face	12HA16	12HA12	8HA16+6HA14	8HA14+2HA12
A^{vadop}	24.13	13.57	25.32	14.58
S_t (cm)	15	15	15	15
$A_{h\text{cal}}$ /face (cm ²)	0.84	0.63	1.38	1.01
$A_{h\text{min}}$ /face (cm ²)	0.6	0.51	0.6	0.60
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21. Ferrailage des voiles selon x-x' et y-y' du 3;4;5;6^{ème} étage

Niveaux	Les voiles selon x-x'		Les voiles selon y-y'	
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages
L(m)	1.85	1.4	1.65	1.6
e(m)	0.20	0.15	0.17	0.15
M (KN.m)	213.89	2.17	11.41	12.41
N (KN)	-473.08	-541.80	-810.69	-539.78
V (KN)	121.58	75.09	122.169	-62.65

τ Mpa	0.51	0.56	0.68	0.41
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5
$A_{v\text{cal}}$ /face (cm ²)	8.87	6.66	10.02	6.83
$A_{v\text{min}}$ /face (cm ²)	5.55	3.15	4.21	3.6
N^{barre} /face	8HA12	10HA10	10HA12	8HA12
$A_{v\text{adop}}$	9.05	7.85	11.31	9.05
S_t (cm)	15	15	15	15
$A_{h\text{cal}}$ /face (cm ²)	0.64	0.52	0.72	0.38
$A_{h\text{min}}$ /face (cm ²)	0.51	0.45	0.51	0.45
N^{barre} /face	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{h\text{adop}}$ /face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22. Ferrailage des voiles selon x-x' et y-y' du 7;8;9;10,11^{ème} étage

Niveaux	Les voiles selon x-x'		Les voiles selon y-y'	
	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} , 10 ^{ème} et 11 ^{ème} étages	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} 10 ^{ème} et 11 ^{ème} étages
L(m)	1.3	1.3	1.3	1.2
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	16.64	47.14	54.49	44.34
N (KN)	-374.66	-238.66	-485.08	348.93
V (KN)	53.29	42.14	86.08	50.39
τ Mpa	0.43	0.34	0.69	0.44
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5
$A_{v\text{cal}}$ /face (cm ²)	4.97	3.93	7.08	5.30
$A_{v\text{min}}$ /face (cm ²)	2.93	2.93	2.93	2.7
N^{barre} /face	8HA10	8HA10	8HA12	8HA10
$A_{v\text{adop}}$	6.28	6.28	9.05	6.28
S_t (cm)	15	15	15	15
$A_{h\text{cal}}$ /face (cm ²)	0.4	0.32	0.64	0.41

$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	0.45	0.45	0.45	0.45
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_h \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	2.01	2.01	2.01	2.01
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20

❖ Schémas de ferrailage du Voile Vy5 (ENTRE SOL R.D.C)

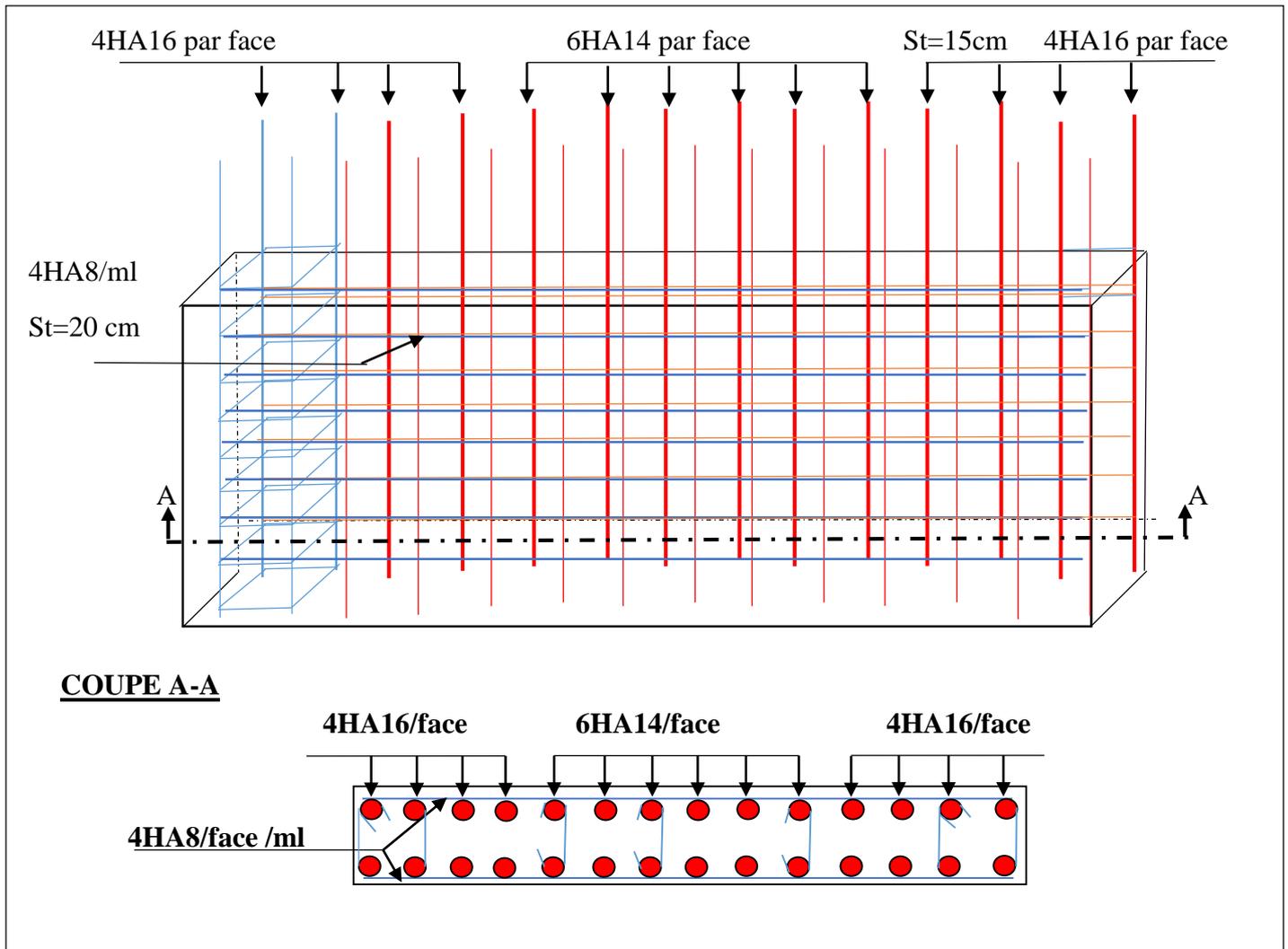


Figure V.5. Schéma de ferrailage du Voile Vy5 (ENTRE SOL R.D.C)

❖ Voile avec ouverture

- Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul ont été déterminées à l'aide du logiciel SAP2000, les tableaux suivants en résument les résultats.

1. Linteaux // à xx'

Tableau V.23. Sollicitation de calcul dans les linteaux// à x-x'

Etage	M _d (KN.m)	M _g (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
RDC	28.48	58.17	96.955	47.469

M_d : moment à droite du linteau ; M_g : moment à gauche du linteau ; V : effort tranchant

2. Trumeaux // à xx'

Tableau V.24. Sollicitation de calcul dans les trumeaux// à x-x'

Niveau	N _{max} → M _{cor}		N _{min} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
RDC	-770.44	131.603	-198.244	80.136	185.25	-414.63	-248.214

❖ **Le ferrailage**

a. Les linteaux

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4 V_u \text{ calcul} \quad \text{RPA (art7.7.2)}$$

b₀ : épaisseur du linteau

d : hauteur utile = 0.9 h

h : hauteur totale de la section brute

$$\text{Donc } \tau_b = \frac{1.4 \times 0.71 \times 10^{-3}}{0.17 \times 0.9 \times 0.71} = 0.13 \text{MPa} \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{RPA (art7.7.3.1.)}$$

Donc les linteaux sont ferrillés par trois types d'armatures :

- des aciers longitudinaux de flexion ;
- des aciers transversaux ;
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ;

a.1. Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales se fait à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables, comme on peut le voir dans le **Tableau V.23**. Tous les linteaux seront ferrillés de la même manière.

Les sections à ferriller sont de (0.71×0.17) m² pour tous les niveaux.

Les résultats du ferrillage sont résumés dans le (**Tableau V.25**) :

Tableau V.25. Ferrillage longitudinal des linteaux.

Section (cm ²)	M (KN.m)	A' _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} barres
0.71*0.17	98.17	2.16	1.81	3.39	3HA12

a.2 Armatures transversales

a.2.1. Contrainte limite de cisaillement

RPA (art7.7.2)

$$\tau_b = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

vérifiée

a.2.2. Section des armatures transversales

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.2}{0.71} = 1.69 \text{ (linteau long)} \Rightarrow st \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V} \quad \text{RPA (art7.7.3.1)}$$

Où : st = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales.

$z = h - 2d'$, d' : enrobage.

V = effort tranchant dans la section considérée.

l = portée du linteau ;

$$\text{Soit } st = 10 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{96.955 \times 10^{-3} \times 0.1}{400 \times 0.67} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0025 b \cdot st = 0.0025 \times 0.17 \times 0.1 = 0.425 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte 1AH10=0.79cm chaque 10 cm.

a.3. Armatures longitudinales de peau

Elles doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$A_p = 0.002 \times e \times h$$

$$A_p = 0.002 \times 0.17 \times 0.71 = 2.414 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA 8 = 4.02 cm² (4 T8/face) avec un espacement $s = 15$ cm

✓ **Les Trumeaux**

Tableau V.26. Ferrailage des trumeaux selon xx'

Niveau	RDC
L(m)	2.34
e(m)	0.17
M (KN.m)	131.60
N (KN)	-770.44
V (KN)	248.21
τ Mpa	0.96
$A_{V\text{cal}}$ /face (cm ²)	10.94
$A_{V\text{min}}$ /face (cm ²)	5.97
$A_{V\text{adop}}$ /face (cm ²)	11.31
N^{barre} /face	10HA12

S_t (cm)	20
$A_{h \text{ cal/face}}$ (cm ²)	1.03
$A_{h \text{ min/face}}$ (cm ²)	0.51
$A_{h \text{ adop/face}}$ (cm ²)	2.01
$N^{\text{barre/face}}$	4HA8
S_t (cm)	20

❖ Schémas de ferrailage du linteau Vx7 (R.D.C)

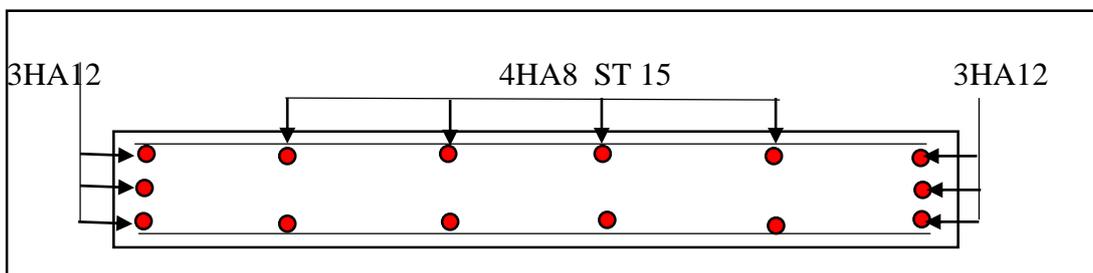


Figure V.6. Schéma de ferrailage du linteau Vx7 (R.D.C)



Etude d'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

- Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bar à une profondeur de 3.4 m.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G+Q+E$
- 2) $0.8G+E$

VI.4. Étude des fondations

Notre projet comporte deux parties de fondation à étudier (voir figure VI.1). La partie 02 supporte uniquement un seul niveau et la partie 01 supporte 11 niveau .et dans l'objectif d'optimiser le dimensionnement des fondations. On va étudier les deux parties séparément.

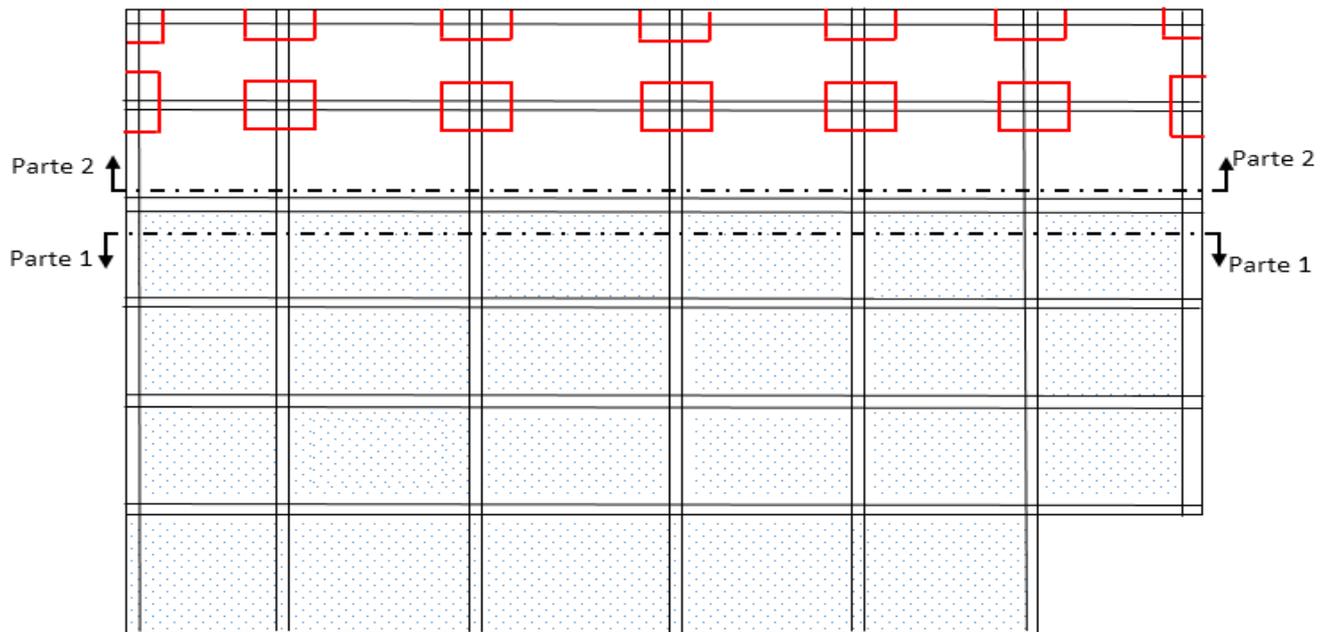


Figure VI.1. Plans de fondation

a) Etude de la partie 01

1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N = 2716.777$ KN.

$\bar{\sigma}_{sol} = 200$ KN/m².

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times .B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{750}{700} \times \frac{2716.777}{200}} = 3.81m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 05

Poteaux représenté sous dessous :

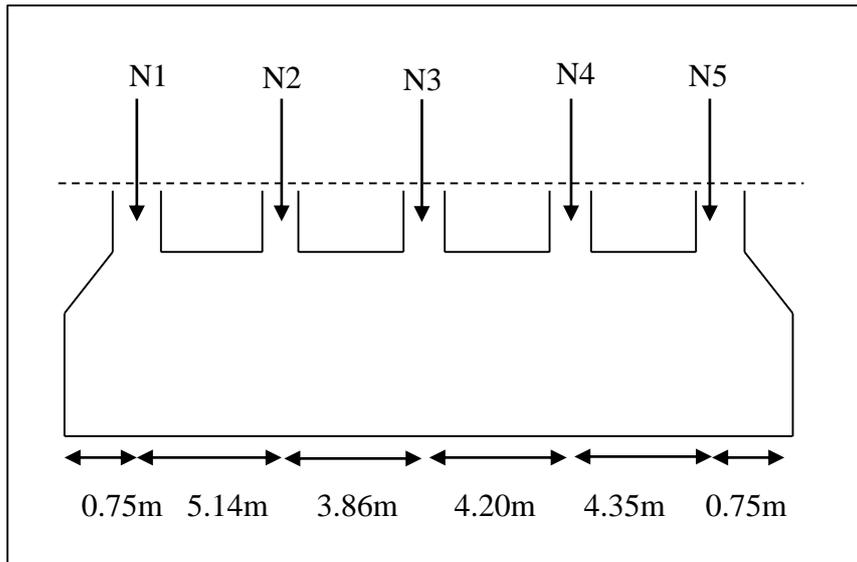


Figure VI.2. Semelle filante.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5,$$

$$N = 2716.777 + 1879.499 + 2040.584 + 2044.669 + 1679.174$$

$$N = 10360.703 \text{ KN}$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} \quad \Longrightarrow \quad L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L = 19.05 \text{ m}$$

D'après le portique le plus sollicité $N = 10360.703 \text{ KN}$.

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10360.703}{200 \times 19.05} = 2.72m.$$

On prend $B = 2.8 \text{ m}$

- L'entraxe minimal des poteaux est de 3.5 m, donc pas de chevauchement entre les semelles filantes,

$$- \sum S_{filantes} \geq 50\% S_{bati}$$

$$\Rightarrow S_{filan} = 2.8 \times 18.35 \times 7 = 360.24 m^2 \geq 50\% S_{bati} = 490.07 \times 50\% = 245.035 m^2$$

ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

3. Etude de Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

A – Pré-dimensionnement du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre axe des éléments porteurs successifs.

($L_{max} = 5.14$ m)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \implies h_r = 25.7 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \implies h_t = 51.4 \text{ cm}$$

Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2}$

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : module d'élasticité. $E = 3.2164 \times 10^7$ KN/m²

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol. $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \implies h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 75.3 \text{ cm}$$

On opte pour $h_t = 80 \text{ cm}$. et $h_r = 40 \text{ cm}$.

$I = 4.26 \times 10^{-2} \text{ m}^2$, $L_e = 3.42 \text{ m}$.

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{62003.011}{200} = 310.015 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{rad} = S_{bat} = 490.07 \text{ m}^2$

B - Les vérifications :

✓ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2, 42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous poteaux le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (75×70) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante ; $U_c = 2x (A+B)$.

- $A = a + h = 0.70 + 0.8 = 1.5 \text{ m}$

- $B = b + h = 0.75 + 0.8 = 1.55 \text{ m} \implies U_c = 6.1 \text{ m}$

$N_d = 2,71677 \text{ MN} < 0.045 \times 6.10 \times 0.8 \times 25 / 1.5 = 3.66 \text{ MN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

✓ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_X}$$

N : poids propre du bâtiment

M_X, M_Y : Moments sismique à la base.

Donc on a :

$$I_X = 13518.42 \text{ m}^4 \quad X_G = 13.23 \text{ m}$$

$$I_Y = 28283.40 \text{ m}^4 \quad Y_G = 9.15 \text{ m}$$

$$M_X = 71832.628 \text{ KN.M} \quad M_Y = 51435.087 \text{ KN.M}$$

$$N = 62003.011 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{62.003}{490.07} + \frac{71.832 \times 9.15}{13518.42} = 0.131 \text{ mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{62.003}{490.07} - \frac{71.832 \times 9.15}{13518.42} = 0.121 \text{ mpa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.131 + 0.121}{4} = 0.128 \text{ mpa} \leq 0.2 \text{ mpa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens X.X.

Sens yy:

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y \times X_G}{I_Y}$$

$$\sigma_1 = \frac{62.003}{490.07} + \frac{51.435 \times 13.23}{28283.40} = 0.150 \text{ mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{62.003}{490.07} - \frac{51.435 \times 13.23}{28283.40} = 0.102 \text{ mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.150 + 0.102}{4} = 0.138 \text{ mpa} \leq 0.2 \text{ mpa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens Y.Y.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sensx-x :

$$e = \frac{67268.992}{62003.011} = 1.08m \leq 6.61m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sensy-y :

$$e = \frac{25689.597}{62003.011} = 0.41m \leq 4.575 m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

✓ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

N = 62003.011 KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

H = 1.5 m (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

Fs : 1,5 (coefficient de sécurité).

Srad : 490.07m² surface du radier.

γw = 10 KN/m³ (poids volumique).

On trouve : N = 62003.011 KN > 11026.57 KN.....condition vérifiée.

C. Ferrailage du radier

1. La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations.**

$$Q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec :

N_{u,cal} : est l'effort normal ramené par la superstructure.

N_{rad} = 4900.7 KN

N_{ner} = 1743 KN

N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 62003.011 + 4900.7 + 1743 = 68646.71KN

$$Q = \frac{68646.71}{490.07} = 140.075 \text{ KN/m}^2$$

$$L_X = 4.90\text{m} \quad , \quad L_Y = 5.14\text{m}.$$

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = 0.95 \quad \Longrightarrow \quad \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.887 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Q \times L_X^2 \quad \Longrightarrow \quad M_{0x} = 137.89 \text{ KN.M}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x \quad \Longrightarrow \quad M_{0y} = 122.31 \text{ KN.M}$$

▪ **Calcul des moments corrigés**

• **En travée :**

$$\text{Sens x-x} : M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 103.41 \text{ KN.M}$$

$$\text{Sens y-y} : M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 103.96 \text{ KN.M}$$

• **En appui :**

$$\text{Sens x-x} : M_x^a = 0.5 \times M_{0x} = 68.94 \text{ KN.M}$$

$$\text{Sens y-y} : M_y^a = 0.3 \times M_{0y} = 36.69 \text{ KN.M}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,4) m² , et les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.1**)

Tableau VI.1. Section d'armature du radier.

localisation		M (KN.M)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{aptée} (cm ²)	St (cm)
travée	X-X	103.41	8.76	3.28	6HA14=9.24	15
	Y-Y	103.96	8.81	3.28	6HA14=9.24	15
appui		62.27	5.78	3.28	6HA12=6.69	15

▪ **Condition de non fragilité**

On a $e = 40 > 12 \text{ cm}$, et $\rho > 0.4$.

$$\text{HA } f_c 400 \quad \Longrightarrow \quad \rho_0 = 0.0008$$

$$\text{Donc : } A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_r = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.2 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ on ferraille avec } A_{\text{cal}}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{et} \quad \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ mpa} \right) = 2.5 \text{ mpa}$$

$$V_x = \frac{p \times L_x \times L_y^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{126.518 \times 4.9 \times 5.14^4}{2(4.9^4 + 5.14^4)} = 169.76 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p \times L_y \times L_x^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{126.518 \times 5.14 \times 4.9^4}{2(4.9^4 + 5.14^4)} = 147.07 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{0.16976}{1 \times 0.4} = 0.42 \text{ mpa} < 2.5 \text{ mpa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{0.14707}{1 \times 0.4} = 0.36 \text{ mpa} < 2.5 \text{ mpa}$$

Pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifié que :

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 47164.202 \text{ KN}$$

$$Q = \frac{N_s}{S_{rad}} = 96.23 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{ad} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ mpa}$$

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.2**):

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		M_{ser} (Kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (mpa)	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (mpa)	obs
travée	x-x	83.67	8.56	117799	6.08	vérifiée	281.69	Non vérifiée
	y-y	87.58	8.56	117799	6.36	vérifiée	294.85	Non vérifiée
appui		55.78	6.9	77870	4.94	vérifiée	301.92	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.3**):

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.

localisation		M_s (kn.m)	β $\times 10^{-2}$	α	A_{cal} (cm^2)	$A_{opt\acute{e}e}$ (cm^2)
Travée	x-x	83.67	0.3	0.27	12.32	7HA16 = 14.07
	y-y	87.58	0.31	0.27	12.90	7HA16 = 14.07
Appui		55.78	0.2	0.22	8.06	6HA14 = 9.24

✓ **Vérification des espacements :**

Selon x-x: $S_t = 14 \text{ cm} \leq \min(2.5h_r ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} \leq \min(3h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

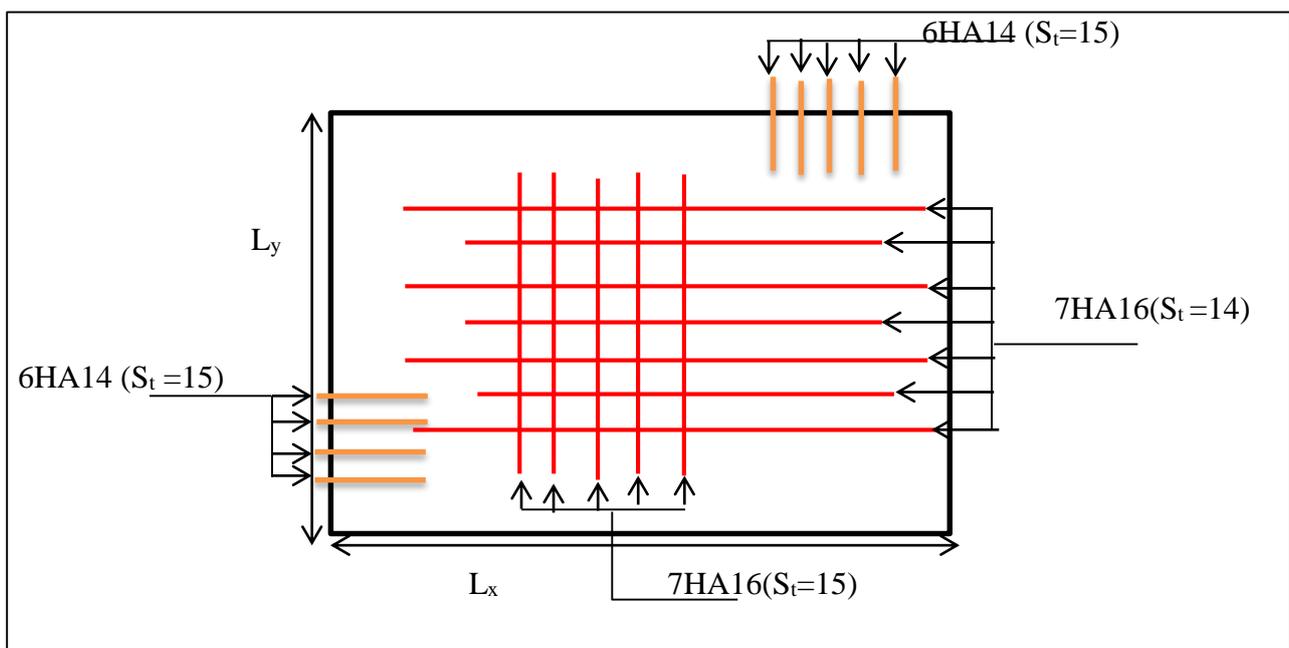


Figure VI.3. schéma de ferrailage de radier.

2. Etude des nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de *Caquot* car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).comme indique sur la figure ci-après.

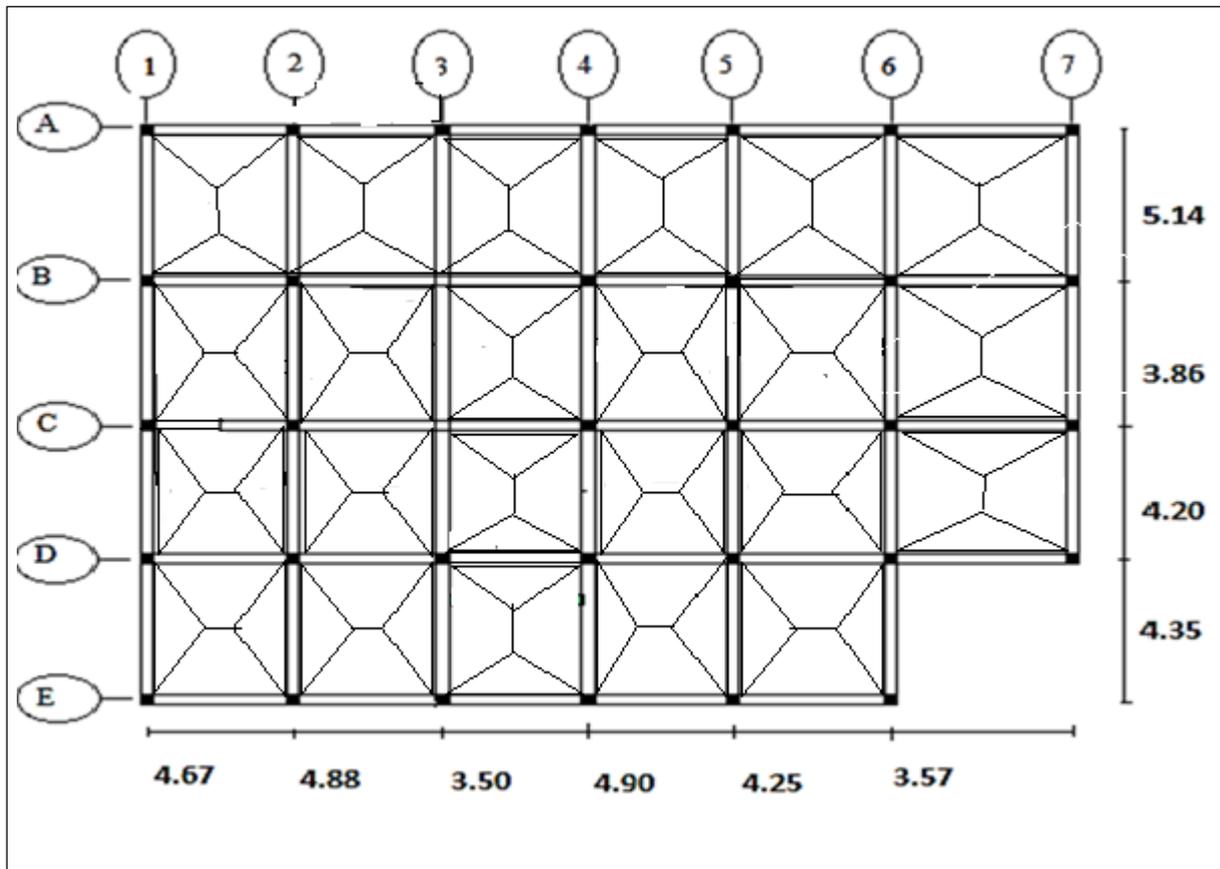


Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du radier

$$\text{Charge trapézoïdale} \longrightarrow \begin{cases} P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right] \end{cases}$$

$$\text{Charge triangulaire} \longrightarrow P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_u = 140.075 \text{ KN/m}^2, \quad q_s = 96.23 \text{ KN/m}^2.$$

▪ **Calcul des sollicitations :**

1. Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : les longueurs fictives : $L' = \begin{cases} L & \text{Si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0.8L & \text{Si } c' \text{ est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}.$$

2. Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

3. Effort tranchant

$$V^{max} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

➤ **Sens (x-x) :**

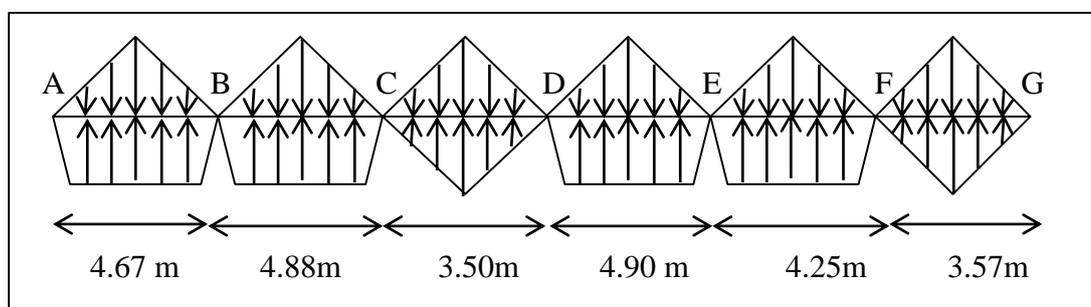


Figure VI.5. Schémas de Sollicitations sur les nervures(B) //xx.

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.4**) :

Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens // x-x.

travée	Lx (m)	P (KN)	M _a (KN.M)		X (m)	M ₀ (KN.M)	M _t (KN.M)	V _{max} (KN)
			M _g	M _d				
A-B	4.67	372.24	0	-955.08	1.78	958.59	593.41	1073.69
B-C	4.88	386.89	-955.08	-835.50	2.50	1150.9	257.18	968.52
C-D	3.50	275.48	-835.50	-509.17	2.08	406.05	234.73	575.33
D-E	4.90	389.04	-509.17	-516.14	2.44	1167.60	654.95	954.57
E-F	4.25	343.02	-516.14	-569.64	2.08	774.24	231.82	741.51
F-G	3.57	282.02	-569.64	0	2.35	404.15	209.61	662.97

➤ **Sens (y-y) :**

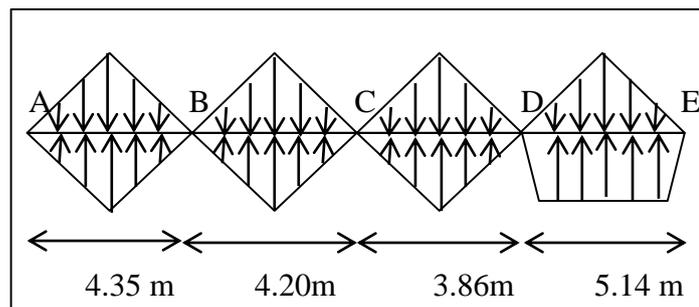


Figure VI.6. Schémas de Sollicitations sur les nervures(2) //yy.

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.5**) :

Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens // y-y.

travée	Ly (m)	P (KN)	M _a (KN.M)		X (m)	M ₀ (KN.M)	M _t (KN.M)	V _{max} (KN)
			M _g	M _d				
A-B	4.35	223.19	0	496.86	2.68	498.68	308.71	599.659
B-C	4.20	340.85	496.86	477.62	2.11	751.48	264.30	720.30
C-D	3.86	309.10	477.62	401.97	1.99	575.06	136.51	616.16
D-E	5.14	406.32	401.97	0	2.76	1334.3	1148.39	1122.45

Les résultats sont résumés dans le (Tableau VI.6):

Tableau VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	travée	L (M)	P (KN)	M _g (KN.M)	M _d (KN.M)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.M)	M _t (KN.M)
X-X	A-B	4.67	312.03	0	800.59	1.78	803.54	497.43
	B-C	4.88	32250	800.59	698.88	2.50	959.34	210.96
	C-D	3.50	189.25	698.88	460.23	2.18	271.65	245.94
	D-E	4.90	324.35	460.23	414.78	2.17	973.32	536.08
	E-F	4.25	308.77	414.78	509.06	2.05	696.35	236.02
	F-G	3.57	205.29	509.06	0	1.73	673.91	465.85
Y-Y	A-B	4.35	243.78	0	542.70	1.66	544.69	337.12
	B-C	4.20	234.16	542.70	441.73	2.2	515.09	25.34
	C-D	3.86	212.35	441.73	275.61	2.13	391.13	41.18
	E-F	5.14	279.13	275.61	0	2.76	956.66	789.16

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

▪ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$h = 80 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm}$

$b_0 = 70 \text{ cm} ; d = 65 \text{ cm}$

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y^{min}}{10}\right)$ (CBA.Ar 4.1.3)

$\frac{b-0,70}{2} \leq \min(2.1, 311m)$

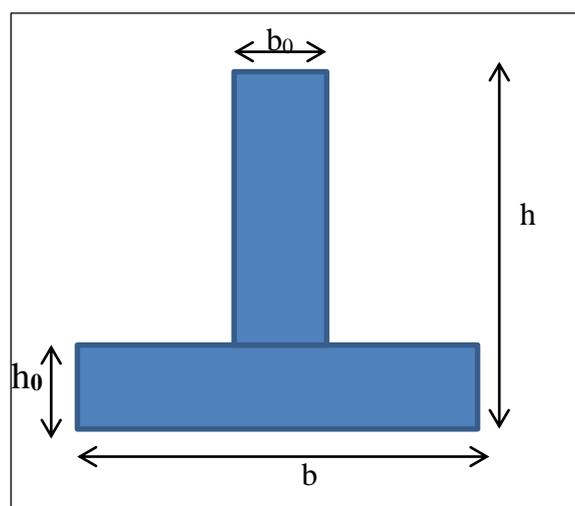


Figure VI.7. Schéma des nervures

Donc $b = 1.20 \text{ m}$

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$h = 80 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b_0 = 70 \text{ cm} ; d = 65 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{2}, \frac{l_x^{min}}{10}\right)$$

$$\frac{b - 0,70}{2} \leq \min(2.125, 0.280m)$$

Donc $b = 1.05 \text{ m}$ Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le (**Tableau VI.7**):**Tableau VI.7.** Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M_t (KN.M)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{optée}$
X-X	travée	654.95	26.78	10.86	7HA25=34.36
	appui	955.08	40.43	10.86	2HA32+5HA25= 40.62
Y-Y	travée	1148.39	49.82	9.5	3HA32+7HA25=58.49
	appui	4696.86	19.97	9.5	2HA32+5HA25= 40.62

❖ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l \min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \implies \phi_t \leq (16; 40; 70).$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ ❖ **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l \min}\right) \implies St \leq \min(35; 12; 16)$$

Soit $St = 10 \text{ cm}$ ➤ **Vérifications nécessaires**✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F, N \implies \bar{\tau} \leq \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ mpa}) = 2.5 \text{ mpa}$$

Sensx-x :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.115}{1.6 \times 1.35} = 0.51 \text{ mpa} < 2.5 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.301}{1.6 \times 1.35} = 0.60 \text{ mpa} < 2.5 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{ad} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ mpa}$$

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.8**):

Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		M _s (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b ≤ σ _b (mpa)	Obser	σ _s ≤ σ _s (mpa)	Obser
x-x	travée	973.32	28.44	3059384	9.07<15	vérifiée	222.7	Non vérifiée
	appui	800.59	26.18	2537481	5.02<15	vérifiée	231.01	Non vérifiée
y-y	travée	789.16	28.60	2724962	2.28<15	vérifiée	201.52	vérifiée
	appui	542.70	25.42	2108829	6.51<15	vérifiée	191.38	vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.9**):

Tableau VI.9. Section d'armateur du radier à l'ELS.

localisation	M _s (kn.m)	β X10 ⁻²	α	A _{cal} (cm ²)	A _{optée} (cm ²)
Travée x-x	973.32	0.71	0.37	73.39	10HA32= 80.09
Appui	800.59	0.58	0.29	58.56	5HA32+4HA25=59.85

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc :

$$A_p = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit : $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$.

❖ **Schéma de ferrailage des nervures**

❖ Sens X-X

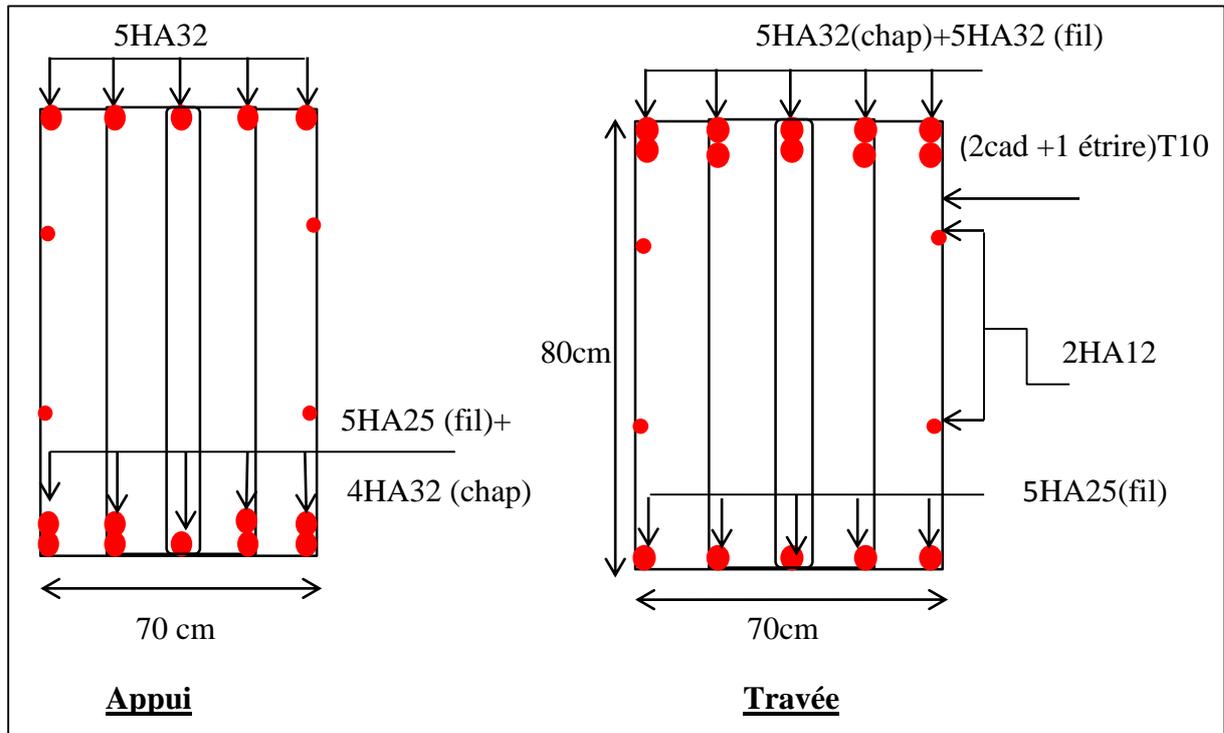


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

❖ Sens Y-Y

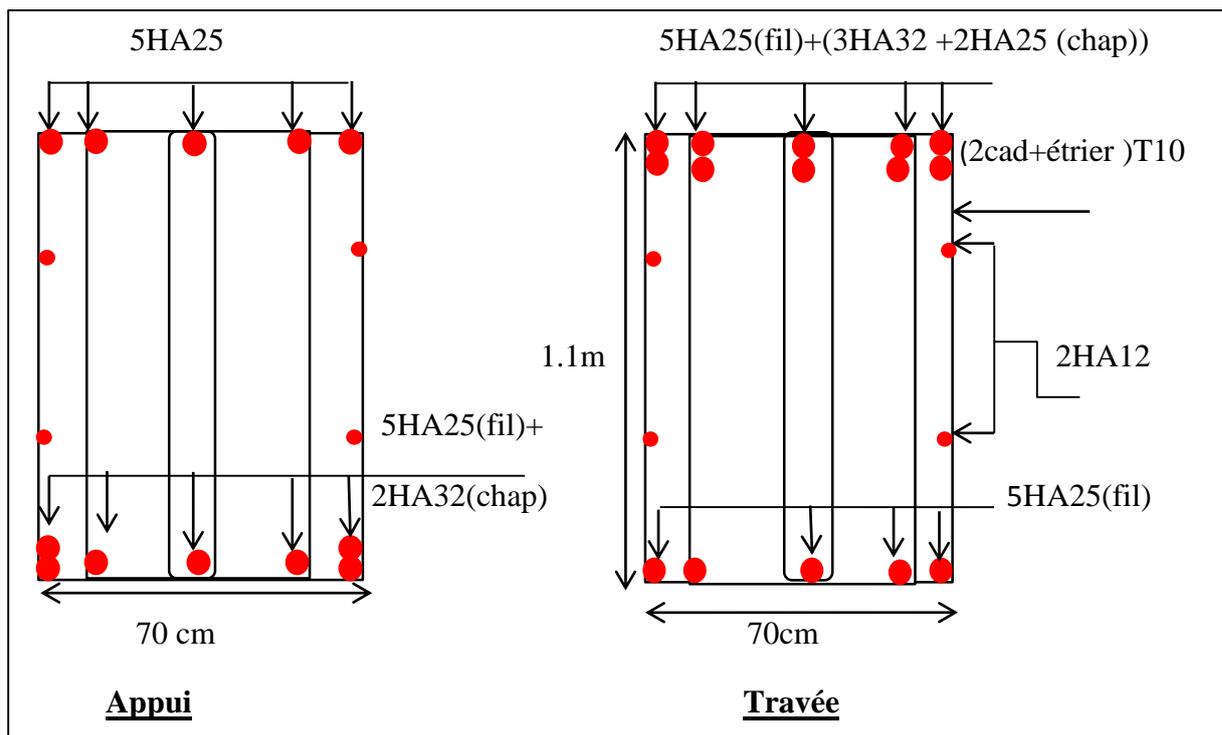


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

b) étude de la partie 02

1. Etude de la semelle isolée

Dans le cas de semelle rigide on utilise au mieux toute la surface de contact de la semelle et on peut considérer que la transmission de la charge de l'élément de structure (poteau) se fait par une succession de bielles équilibrées par la réaction du sol et d'armatures de traction situées en partie inférieure de la semelle.

La méthode des bielles permet de déterminer facilement la hauteur de la semelle et les armatures nécessaires.

➤ principe de la méthode : « Méthode de bielle »

La méthode de bielle suppose que la charge se répartit dans les semelles suivant une série de bielle étant déterminée par la droite (A, A'). Les bielles portant du point A pour la sous face (A, A'), donc les bielles consistent à calculer la semelle comme si elle était sollicitée par une charge majorée centrée $N^* > N$

❖ **Ferraillages des semelles**

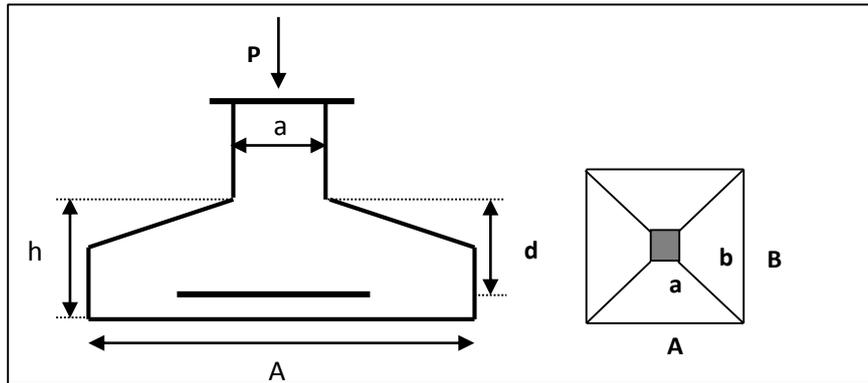


Figure VI.10. Vue de semelle isolée

❖ **Dimensionnement :**

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$N_{ser} = 378.437 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 2.04 \text{ KN.M}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.53 \text{ cm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N_{ser}}{A \times B} \left(1 + \frac{3 \times e}{A} \right) \leq \sigma_{adm} \quad ; \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$B^3 - 0.06 - 1.89B = 0 \quad \text{avec ; } B = 1.40 \text{ m}$$

Pour satisfaire la condition d'inclinaison de 45° de la bielle moyenne,

la hauteur utile vaut :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = 25 \text{ cm} \\ \frac{B - b}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

- Hauteur:

$$h = d + 5 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte de sol**

$$e \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 0.053 < 0.23 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification Condition de poinçonnement:**

Il est vérifié pour le périmètre a mi-feuillet égale à $u=2a+2b+\pi h=2.69$

$$\tau = \frac{p_1}{u h} \leq \tau_{\text{lim}} = 0.045 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$p_1 = \frac{p \times A_{\text{ext}}}{A_{\text{tot}}} \quad A_{\text{tot}} = A \times B = 1.96 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{ext}} = A_{\text{tot}} - (\pi s^2 + ab + 2bs + 2as) \quad \text{avec } s = \frac{5h}{6} = 0.29 \text{ m}$$

$$A_{\text{ext}} = 1.07 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow p_1 = 206.59 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{2506.59 \times 10^{-3}}{2.69 \times 0.35} = 0.21 \leq 0.75 \text{ mpa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Ferraillage :**

$$N_u = 520.708 \text{ KN} \quad \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = 0.33 \text{ mpa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = 0.205 \text{ mpa} \end{cases}$$

$$M_u = 41.8016 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.297 \text{ mpa}$$

$$\Rightarrow N_{\text{max}} = \sigma_{\text{moy}} \times A^2 = 583.39 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N_{\text{max}}(A - a)}{8 d \bar{\sigma}_s} = \frac{N_{\text{max}}(A - a)}{8 d f_e / \gamma_s} = 6.98 \text{ cm}^2 \quad , \bar{\sigma}_s = 348 \text{ mpa}$$

On opte 7HA 12 = 7.92 cm²

C. N . F

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Calcul de h'

$$h' \geq 12\phi + 6 \text{ cm} = 20.5 \text{ cm} \quad \text{soit } h' = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Schéma de ferrailage

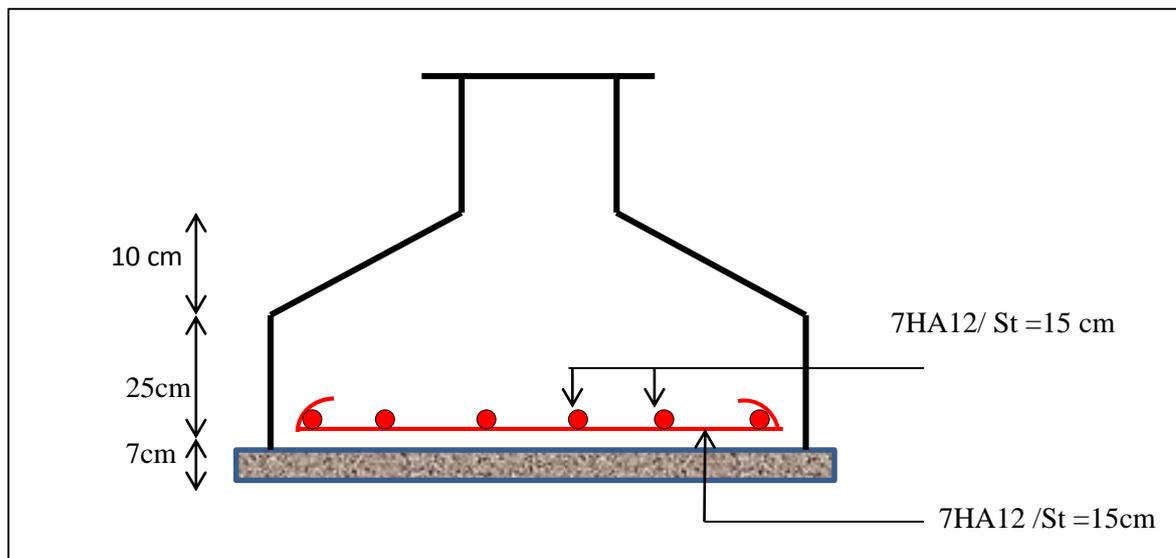


Figure VI.11. Schéma de ferrailage de semelle isolée.

2. Etude des longrines

Les longrines servent à s'opposer aux tassements différentiels et aux déplacements relatifs horizontaux entre les fondations.

Ils permettent la répartition et la transmission des efforts; D'après (R.P.A99,V2003 ,P79) On trouve:

la solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas des semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie **S1**) et dans le cas d'un site de catégorie **S2** en zone **I**.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) : sites de catégorie S2, S3.
- (30x30) : site de catégorie S4.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la flexion sous l'action d'une force égale à :

$$F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés ;

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée ;

Le ferraillage minimum doit être de **0.6 %** de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au $\min (20\text{cm}, 15 \phi_l)$.

Dans notre cas $\alpha = 12$, alors :

On prend la section minimale de longrine : (30x35) pour augmenter la solidarité de la fondation

❖ Calcul des armatures longitudinales

$$A_s = \max [A_u ; A_{ser}]$$

a- Calcul à l'ELU

$$F_u = 43.39 \text{ KN}$$

$$A_u \geq \frac{f_u \times \gamma_s}{f_e} = 1.39 \text{ cm}^2$$

b- Calcul à l'ELU

$$F_{ser} = 31.53 \text{ KN}$$

$$A_u \geq \frac{f_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} : \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ mpa}$$

$$\text{Alore} : A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.006 \times b \times h = 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on ferraille avec } A_{min}$$

$$\text{On prend} : A_s = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

✓ Verification de la condition de non fragilité

$$A_s \cdot f_e \geq B \cdot f_{t28} \quad \Leftrightarrow A_s \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{0.3 \times 0.35 \times 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Armature transversale et espacement des cadres

On adopte des cadres diamètre $\Phi 8$ avec un espacement

$$S_T \leq \min \{ 20\text{cm}, 15\Phi \} = 15\text{cm}$$

❖ Schéma de ferrailage

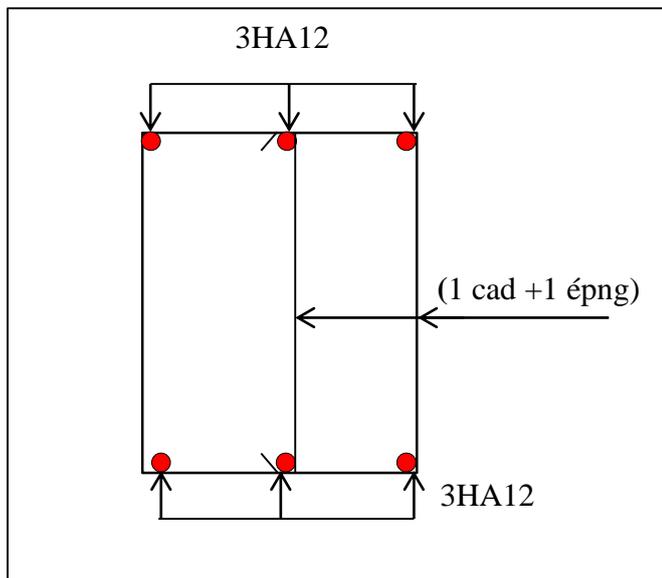


Figure VI.112. Schéma de ferrailage de longrine.

VI .5. Etude du voile Périphérique

On prend dans l'étude le panneau le plus défavorable.

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

1. Dimensionnement des voiles

- La hauteur $h = 2.71$ m
- La longueur $L = 4.75$ m
- L'épaisseur $e = 20$ cm

2. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20$ KN/M³
- L'angle de frottement $\varphi = 18^\circ$
- La cohésion $C = 0.44$ bar

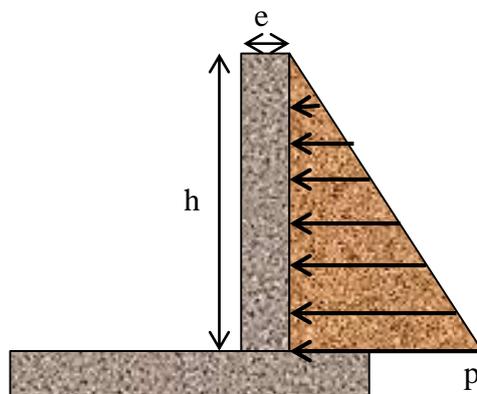


Figure VI.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques

3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

❖ La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.71 \times 20 \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 44 \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = -41.026 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : la cohésion varie dans le temps, est mal connue et difficilement mesurable, on néglige va dans le sens de la sécurité, aussi les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement, sont menés généralement en considérant un sol sans cohésion.

Donc on prend $c=0$

$$G = 2.71 \times 20 \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 28.61 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/M}^2$$

$$Q = q \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 5.278 \text{ KN/M}^2$$

4. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par les poutres, les poteaux.

A L'ELU:

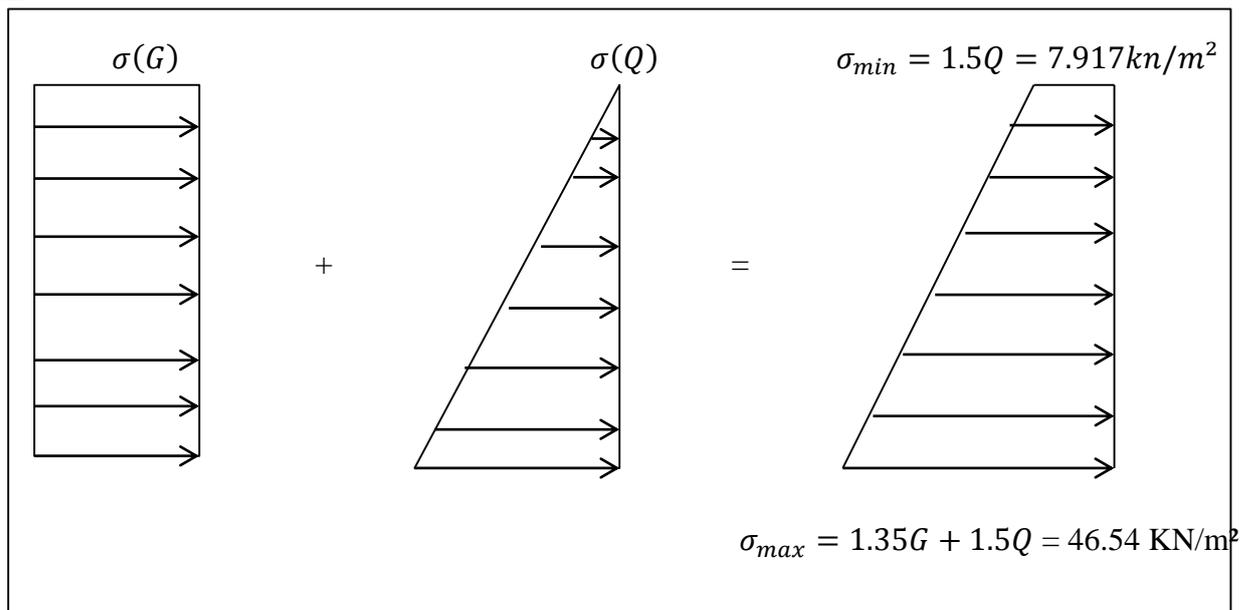


Figure VI.14 .Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 36.88 \text{ KN}/M^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1m = 36.88 \text{ KN}/ML$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.71 \text{ m} \quad L_y = 4.75 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.57 > 0.4 \quad \longrightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

$$ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases} \quad [\text{Annexe II}]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 23.42 \text{ KN.M}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.04 \text{ KN.M}$$

❖ **Les moments corrigés :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 17.56 \text{ KN.M} \quad M_x^a = 0.5 M_{0x} = 11.71 \text{ KN.M}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 5.13 \text{ KN.M} \quad M_y^a = 0.3 M_{0y} = 1.81 \text{ KN.M}$$

Avec : $A_{min} = 0.1\% b \times h$condition exigée par le RPA/2003.(art.10.1.2)

Les résultats de calcul sont représentés dans le (**Tableau.VI. 10**):

Tableau.VI. 10. Section des armatures du voile périphérique.

localisation		M _t (Kn.m)	U _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{optée} (cm ²)
X-X	Travée	17.36	0.038	0.048	17.64	2.86	2	4HA10=3.14
	Appui	11.71	0.025	0.032	17.76	1.89	2	4HA8=2.01
Y-Y	Travée	5.13	0.011	0.014	17.89	0.82	2	4HA10=3.14
	Appui	1.81	0.0039	0.004	17.96	0.29	2	4HA8=2.01

❖ **Espacements :**

$$\text{Sens XX} : S_t \leq \min(2 \times e ; 25) = 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens YY} : S_t \leq \min(2 \times e ; 25) = 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications :**❖ **Effort tranchant :**

Il faut vérifié que $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{et } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ mpa}\right) = 2.5 \text{ mpa}$$

$$V_x = \frac{p \times L_x \times L_y^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{30.40 \times 2.71 \times 4.75^4}{2(2.71^4 + 4.75^4)} = 37.24 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p \times L_y \times L_x^4}{2(L_x^4 + L_y^4)} = \frac{30.40 \times 4.75 \times 2.71^4}{2(2.71^4 + 4.75^4)} = 6.91 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{0.037}{1 \times 0.17} = 0.21 \text{ mpa} < 2.5 \text{ mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{0.00691}{1 \times 0.17} = 0.04 \text{ mpa} < 2.5 \text{ mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification A L'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 33.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5.278 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.729 \text{ KN/M}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1m = 26.729 \text{ KN/ML}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.57 > 0.4$$

$$ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.091 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 17.86 \text{ KN.M}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 7.78 \text{ KN.M}$$

❖ **Les moments corrigés :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 13.39 \text{ KN.M} \quad M_x^a = 0.5 M_{0x} = 8.93 \text{ KN.M}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 6.613 \text{ KN.M} \quad M_y^a = 0.3 M_{0y} = 2.33 \text{ KN.M}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{ad} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ mpa}$$

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau VI.11**)

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS

localisation		M _s (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b ≤ σ̄ _b (mpa)	Obser	σ _s ≤ σ̄ _s (mpa)	Obser
x-x	travée	13.39	0.036	11320	4.34 < 15	vérifiée	254	Non vérifiée
	appui	8.93	0.036	11320	2.89 < 15	vérifiée	169.362	vérifiée
y-y	travée	6.613	0.03	7683.7	2.58 < 15	vérifiée	193.63	vérifiée
	appui	2.33	0.03	7683.7	0.91 < 15	vérifiée	68.34	vérifiée

On doit recalculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Tableau.VI.12. Section des armatures du voile périphérique.

localisation		M _s (kn.m)	β X10 ⁻²	α	A _{cal} (cm ²)	A _{optée} (cm ²)
Travée	x-x	13.39	0.204	0.2	3.96	6HA10= 4.71

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

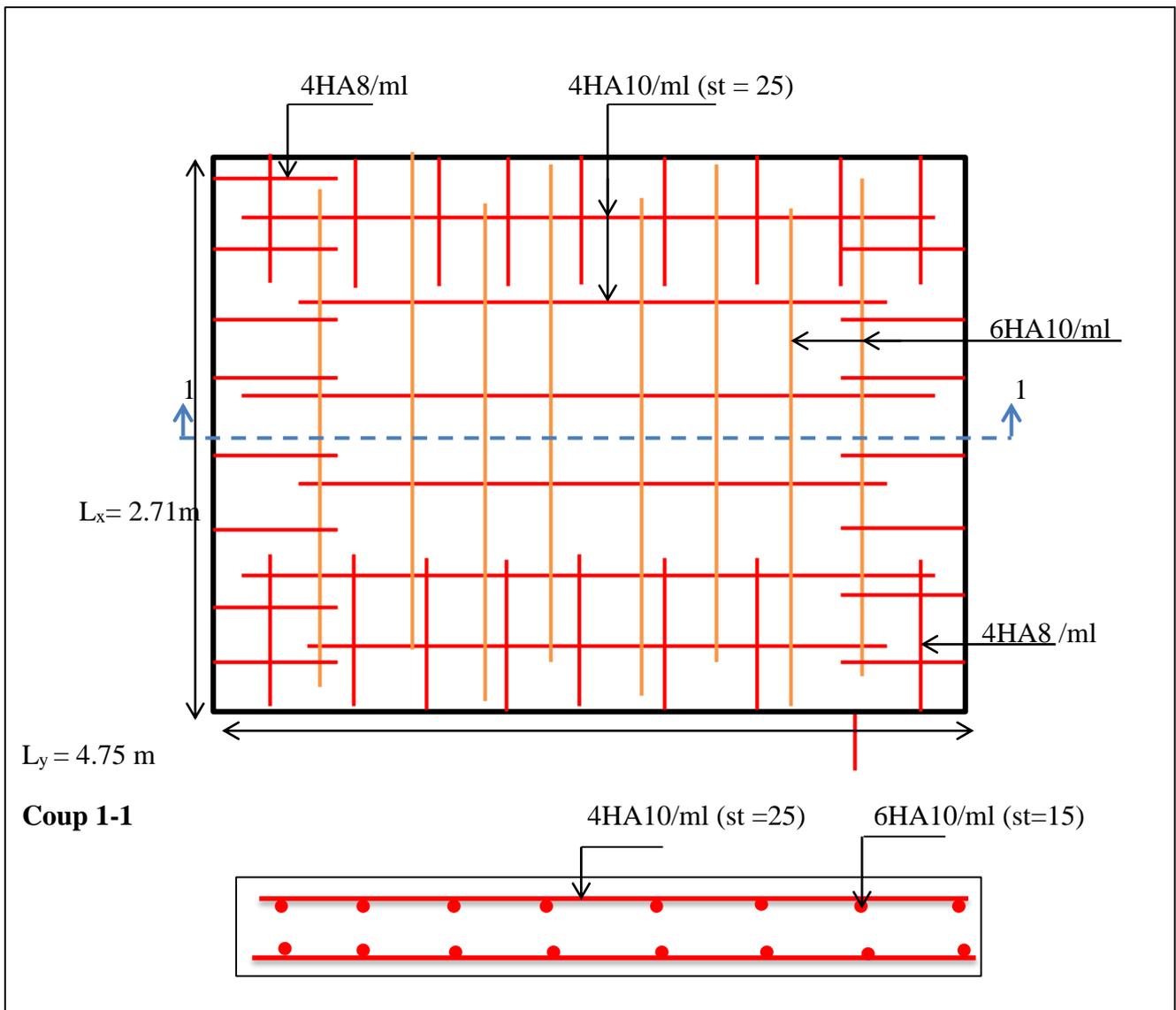


Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Bilan quantitatif et estimatif du béton

Désignation des ouvrages	Quantité	U	P.U	Montant
Béton de propreté sous radier dosé à 150 Kg/m ³	34.30	m ³	6000.00	205800.00
Béton armé pour les nervures du radier dosé à 350 Kg/m ³	69.79	m ³	36000.00	2512440.00
Béton armé pour la dalle du radier (e=40 cm) dosé à 350 Kg/m ³	190.90	m ³	32000.00	6080000.00
Béton armé pour les poutres dosé à 350 Kg/m ³	339.36	m ³	35000.00	11877600.00
Béton armé pour poteaux dosé à 350 Kg/m ³	423.01	m ³	35000.00	14805350.00
Béton armé pour voiles dosé à 350 Kg/m ³	122.40	m ³	35000.00	4284000.00
Béton armé pour les escaliers dosé à 350 Kg/m ³	37.61	m ³	33000.00	1241130.00
Béton armé pour dalles pleine dosé à 350 Kg/m ³	162.92	m ³	33000.00	5376360.00
Plancher en corps creux (16+5)	4930.66	m ²	2800.00	13805848.00
Béton armé pour acrotère dosé à 350 Kg/m ³	4.78	m ³	28000.00	133840.00
Total en HT				60322368.00
TVA 19%				11461249.9
Total en TTC				717783617.9

Total en TTC : Soixante-onze million sept cent quatre-vingts trois mille six cent dix-sept dinar et quatre-vingt –dix centime.

Conclusion général

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- l'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- 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.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles)
- 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.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.

La clôture de cette étude, constitue la première expérience dans notre métier d'un master, à savoir l'application et le respect des différents règlements en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Annexes

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

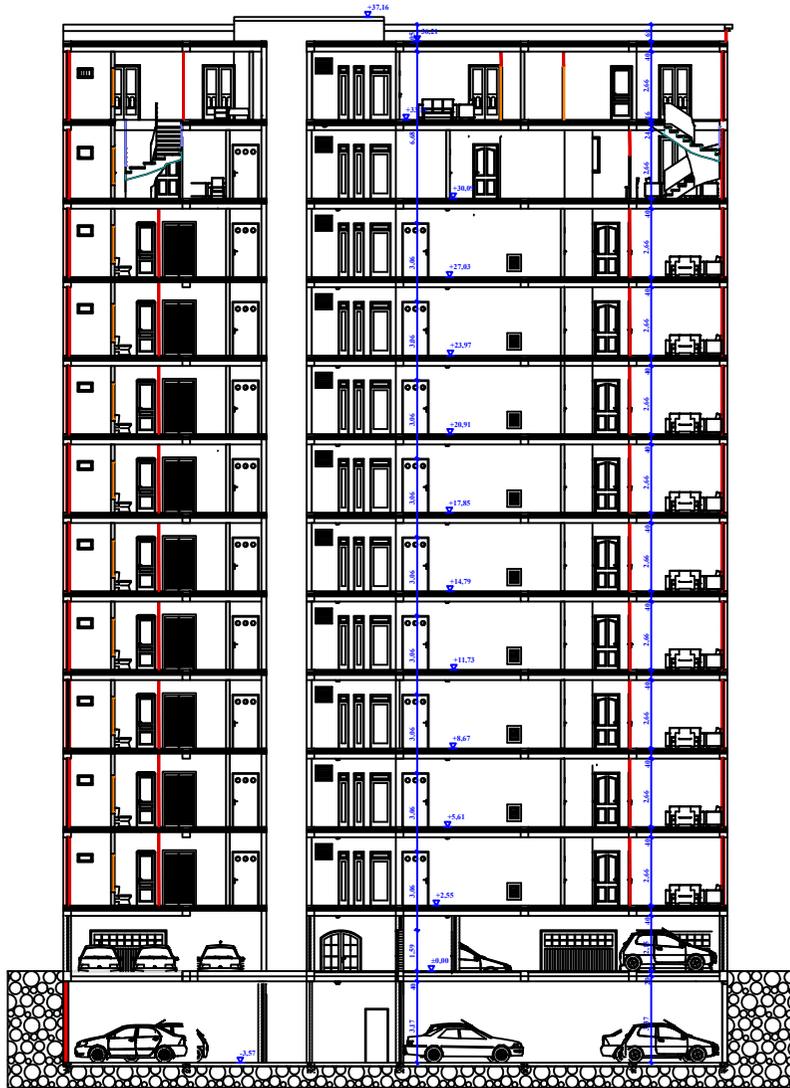
$$\rho = 0.5$$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M₂	0.0	/	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093		
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

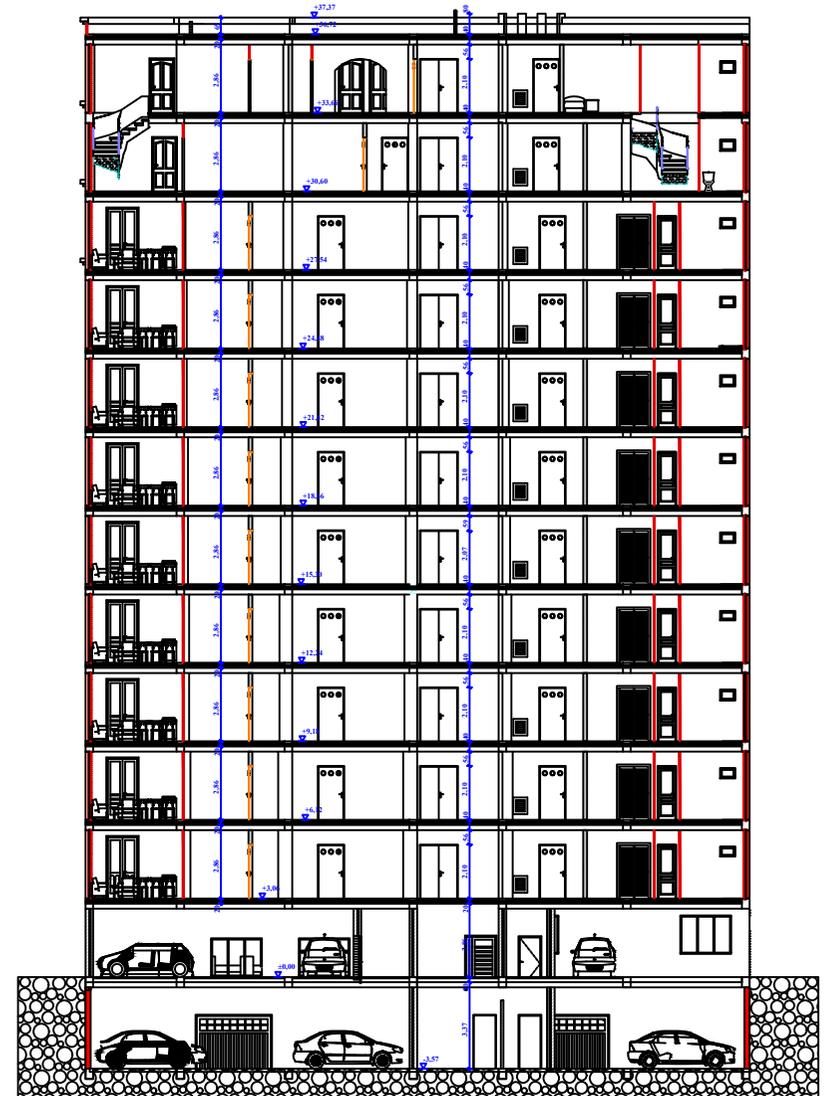
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

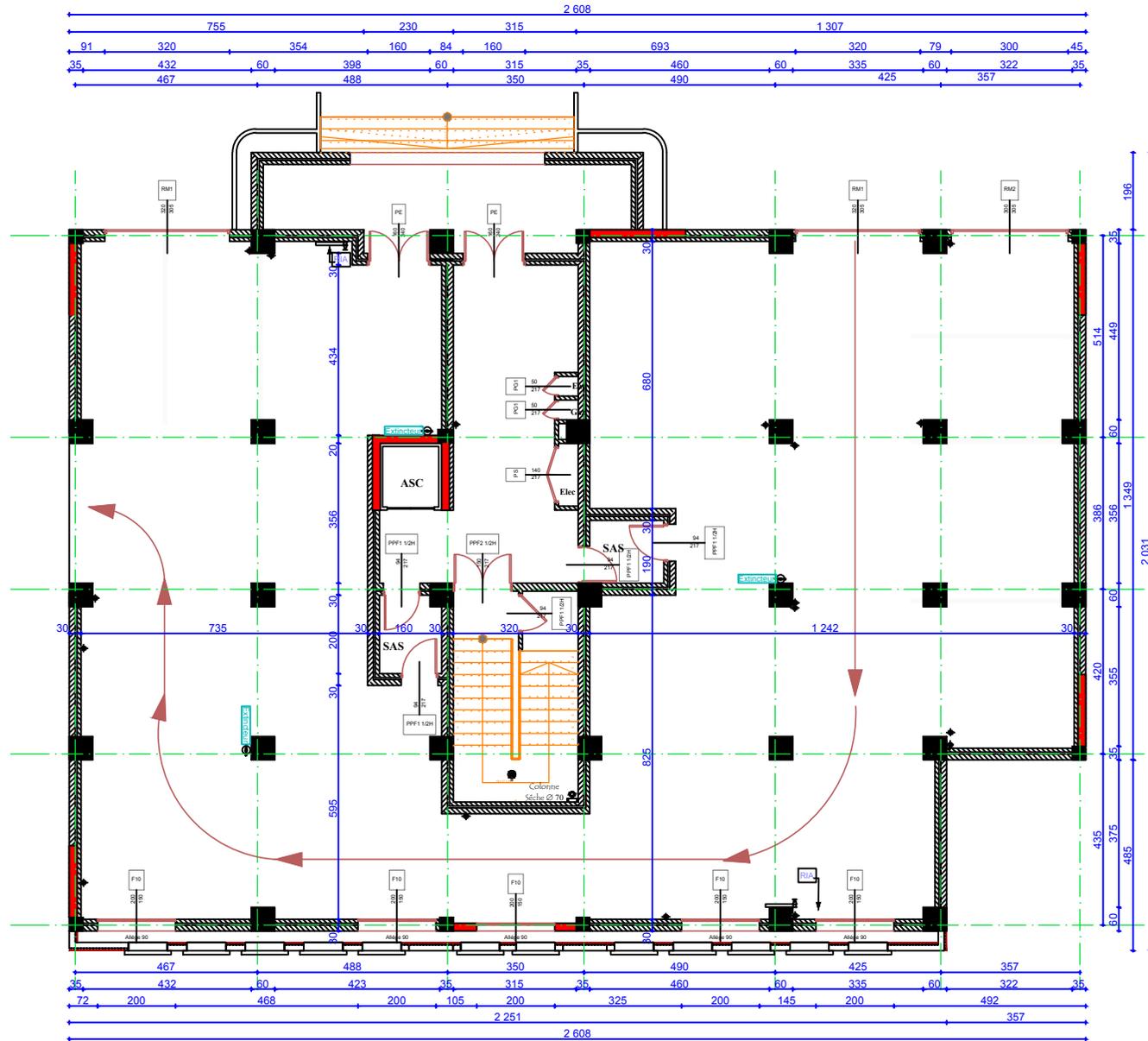
BLOC B



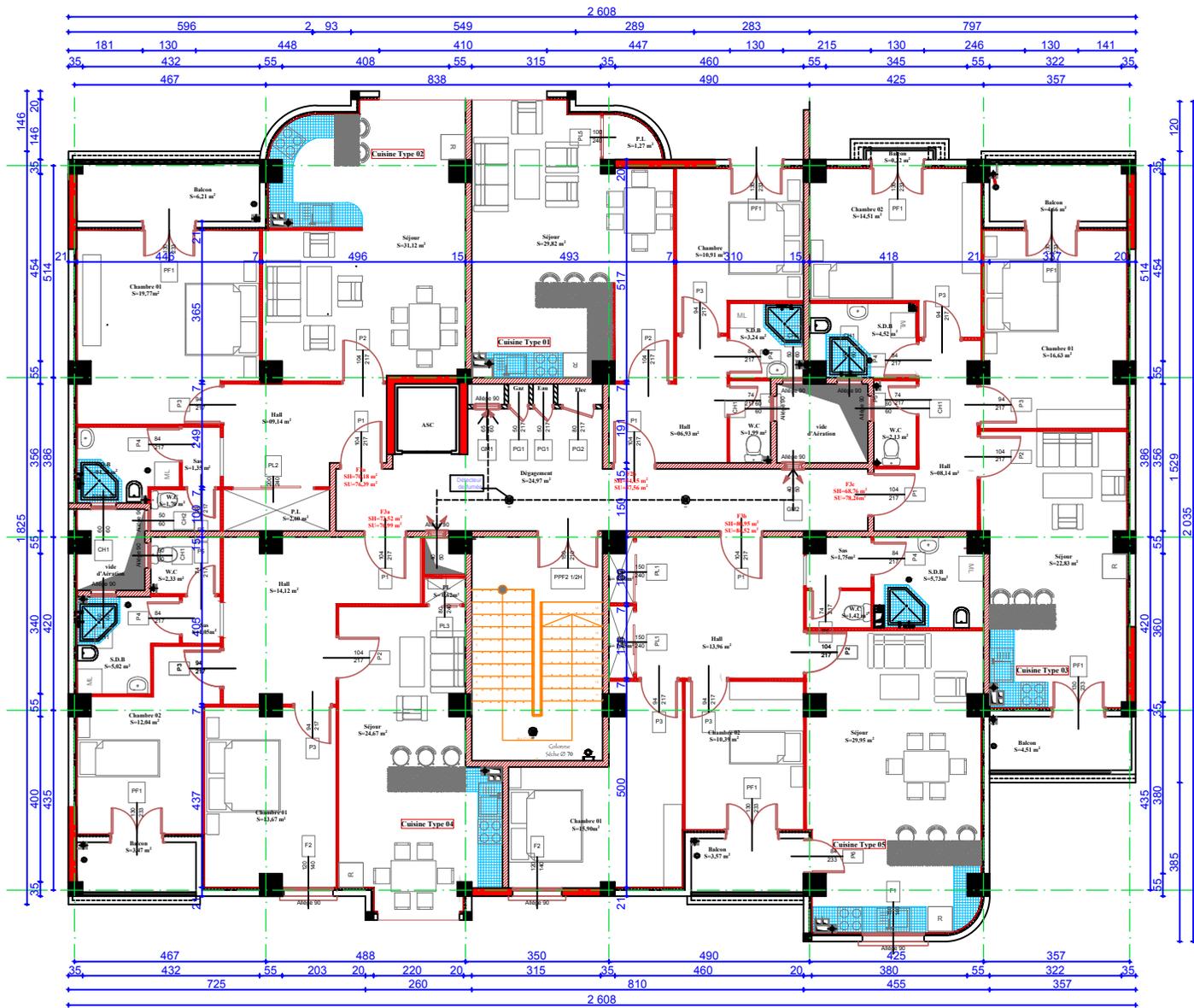
Coupe B B



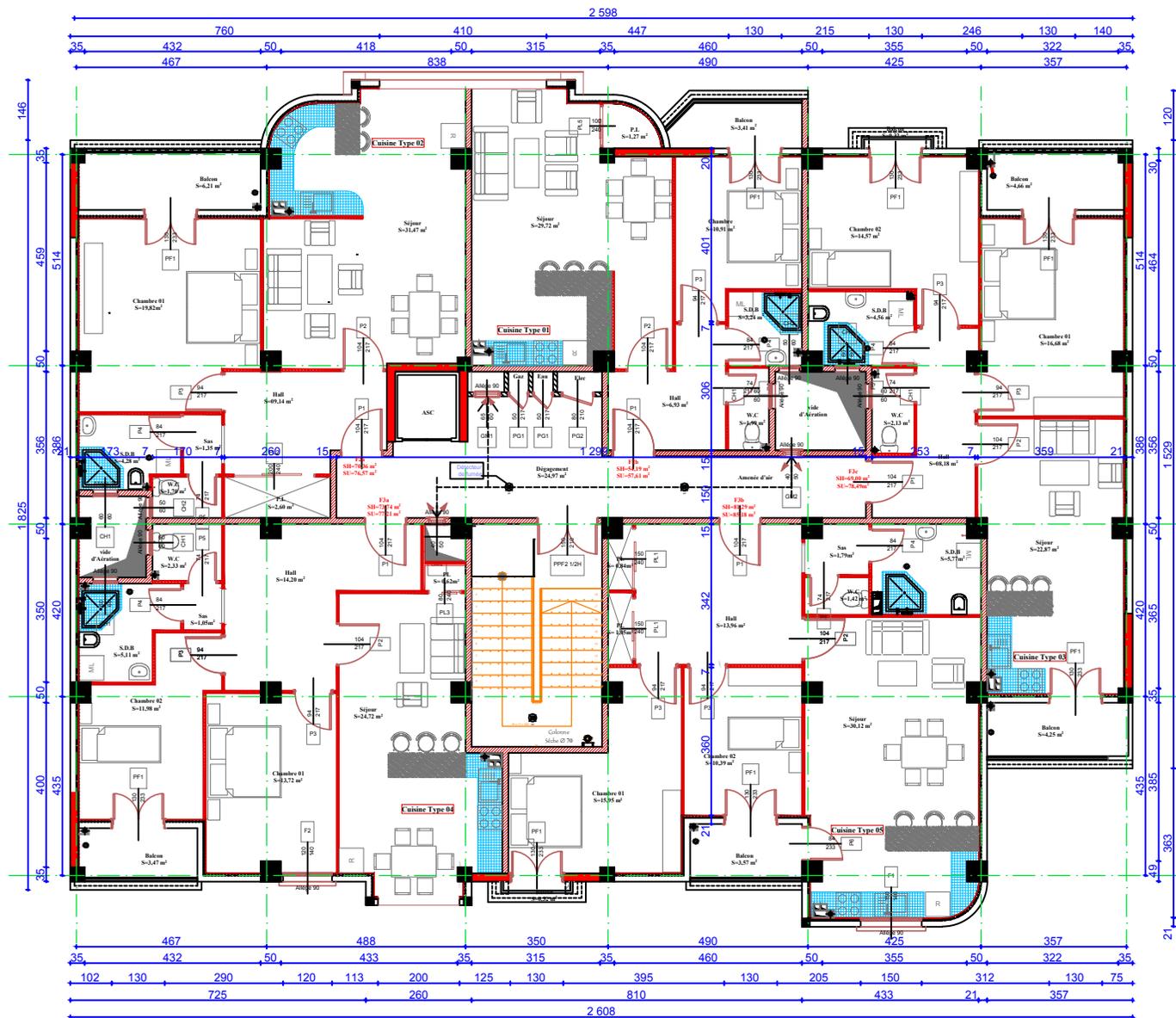
Coupe A A



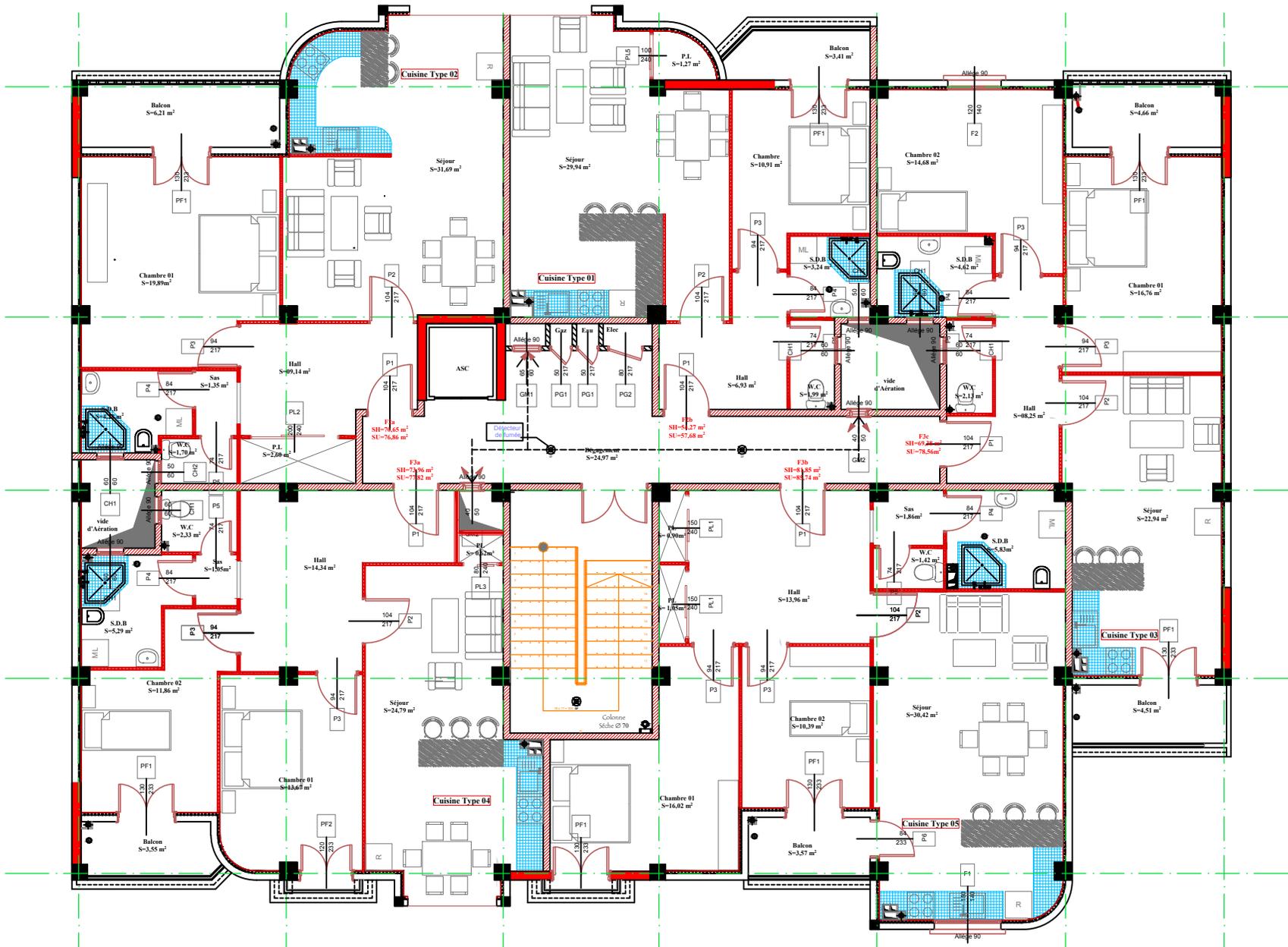
Vue en plan du RDC



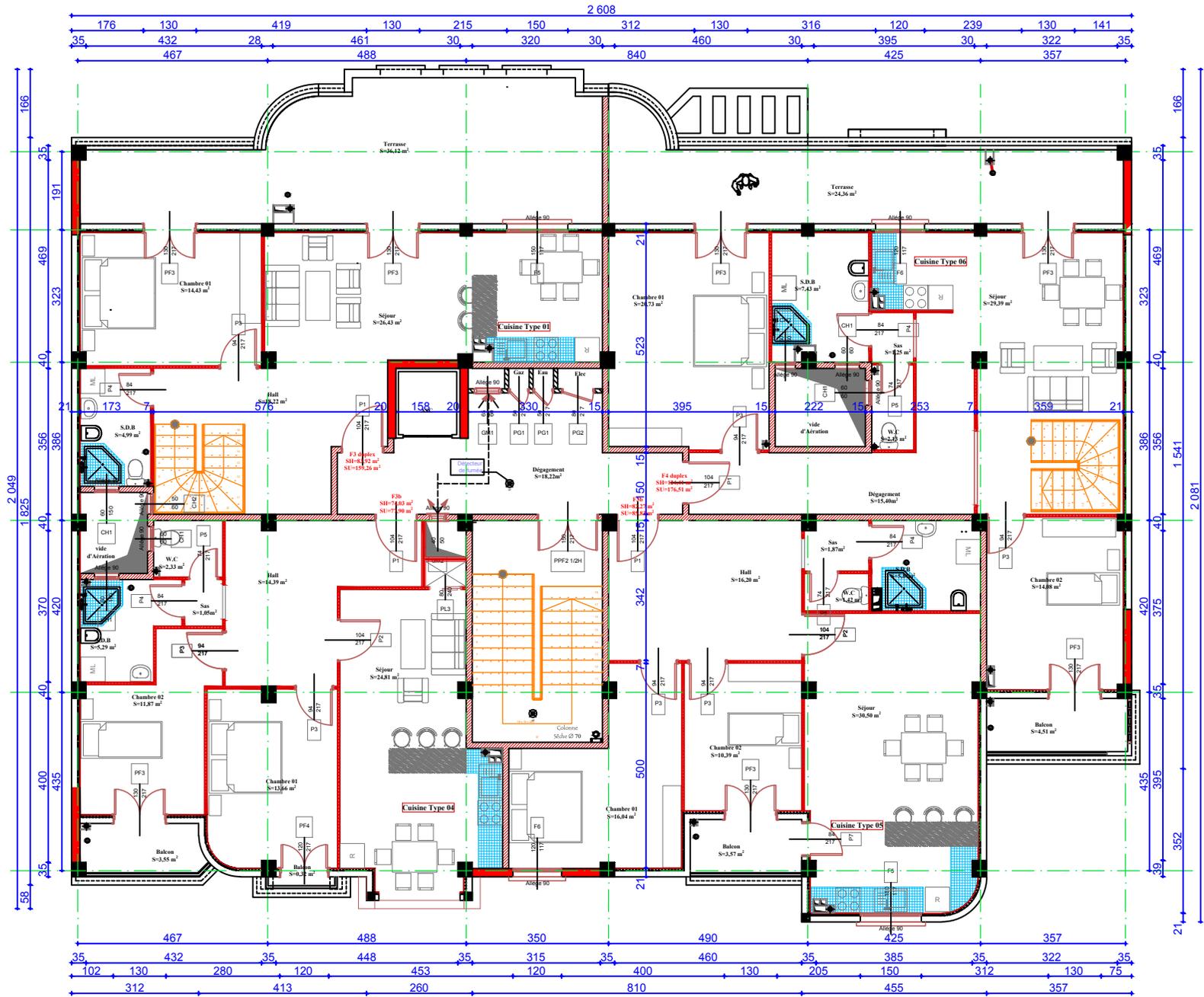
Vue en plan 1er étage



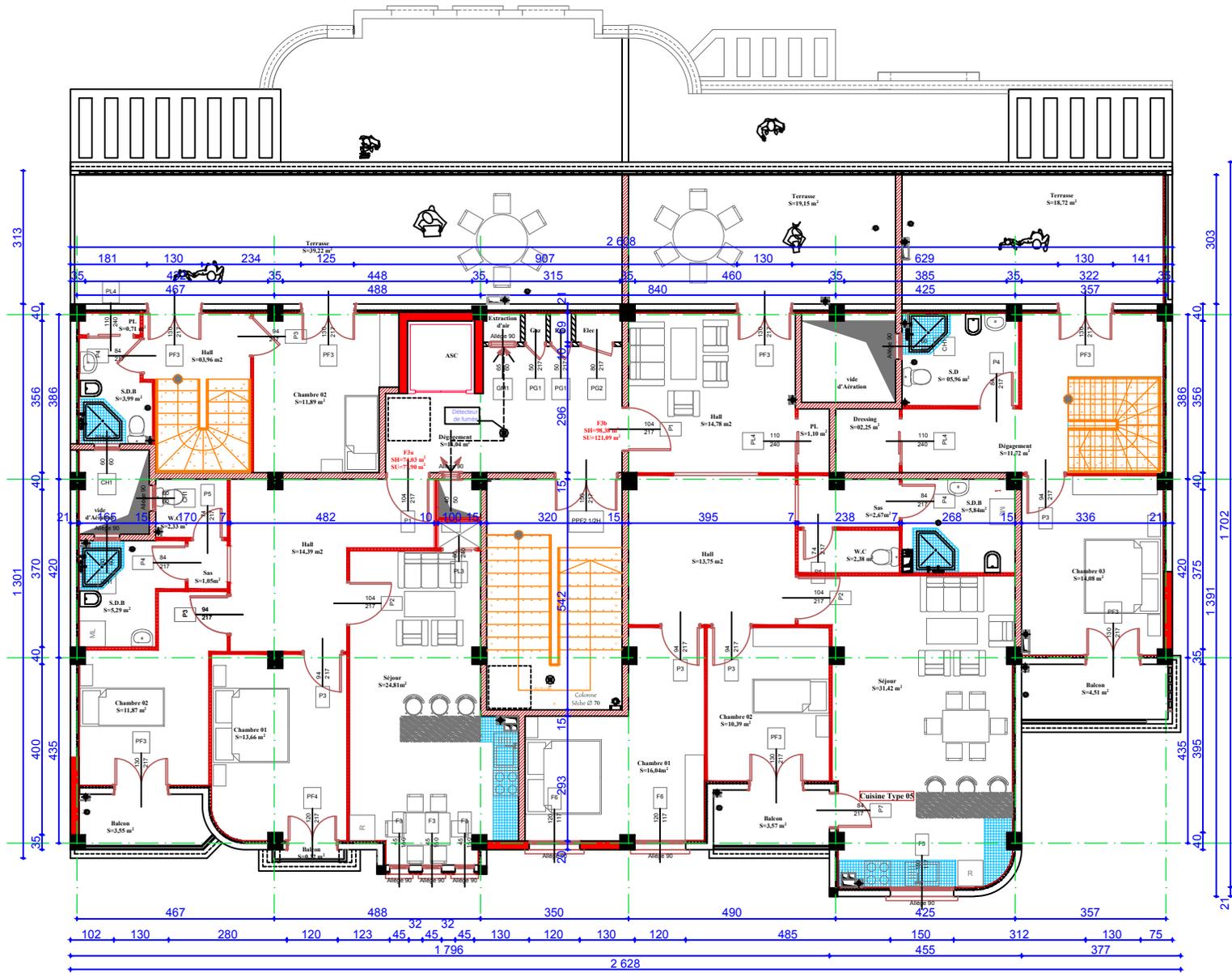
Plan 3^{ème} et 4^{ème} Etages



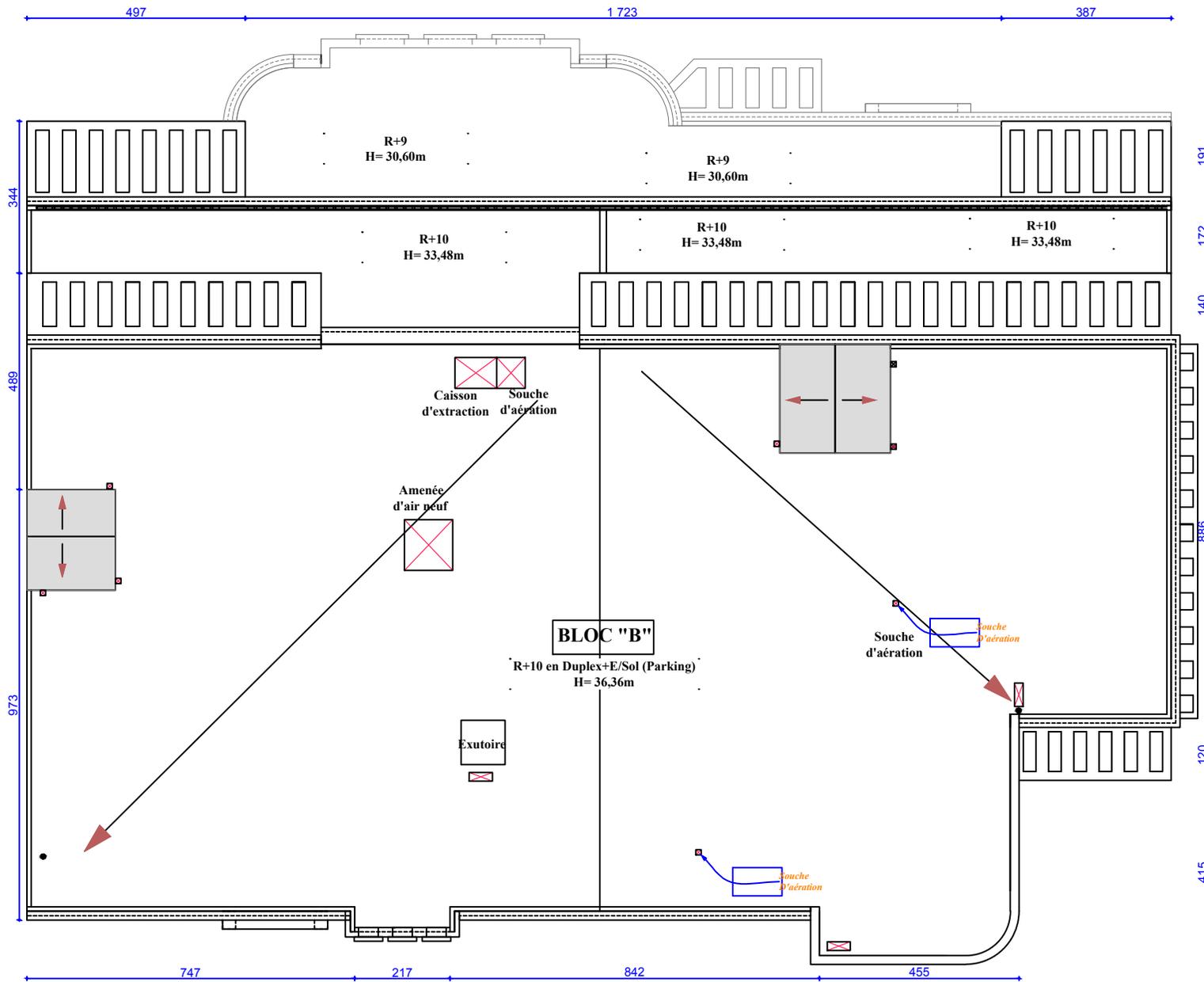
Plan 7ème et 8ème Etages



Plan 10^{ème} Etage



Plan du duplex



Vue en plan du la toiture