

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

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master2 en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+9+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

Mr: BENTAOUS Nadir

M^r :BELALA Hellal

Encadreur :

M^r: BEN YESSAD .DJ

Jury:

M^r: HADDI

M^{me}: MANSOURI

Promotion 2014-2015

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr BEN YESSAD, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de Béton Armé.

Nous sommes aussi reconnaissants au département de génie civil, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Nous tenons en fin à remercier tous ceux qui nous ont aidés de loin ou de près pour l'élaboration de ce projet.

DEDICACE

C'est avec une grande modestie et un immense plaisir que je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont soutenu durant mon cursus et pour leurs sacrifices et d'avoir toujours cru en moi.

A mes très chers frères et ma sœur Assia et toute ma famille.

A mon binôme NADIR qui a été un très bon compagnon.

Et à mes cher amis : massi nchikh Ali, Oualid, Anis, Karim, sweiti, Fayçal, Moualef, Nabil, Mohamed, Zizou, Amirouche, Juba406, Bilal, ghilas, Larbi, Assalas, koussila, jugou, I109...

A ma belle aimé «Sabrina» qui m'a énormément soutenu.

Hellal

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissances :

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 deux frères Sofiane et Nabil.

A tous les cousines et cousins.

A toutes mes tentes et oncles.

A mon binôme hellal et sa famille.

A tous mes amis et particulièrement mes amis de l'université et très particulièrement les étudiants de génie civil.

NADIR

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I: GENERALITE	
I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.2. Implantation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage	2
I.3.1 Caractéristiques géométrique.....	2
I.3.2. Elément secondaires.....	2
I.3.3. Caractéristique structurales	3
I.3.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	4
I.4.1. Etat limite ultime (ELU).....	4
I.4.2. Etat limite de service ELS	4
I.5. Actions et sollicitations	5
I.5.1. Les actions	5
I.5.1. Les sollicitations	5
I.6. Règlements et normes utilisés	5
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
II.1. pré dimensionnement des éléments	6
II.1.1. Les poutres	8
II.1.2. Planchers	9
II.1.3. Escaliers	12
II.1.4. Acrotère	13
II.1.5. Les voiles	14
II.1.6. Les poteaux	15
II.2. Descente des charges.....	16
II.2.1. Poteau A	17
II.2.2. Poteau B.....	19
II.3. Conclusion.....	22

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul des planchers	23
III.1.1. Plancher à corps creux	23
III.1.2. Plancher à dalle pleine	46
III.2. Etude d'escalier	52
III.2.1. Etude de la poutre palière	56
III.2.2. Etude de la poutre brisé	59
III.3. Etude des Poutres de chainages	63
III.4. Calcul de l'acrotère	65
III.5. Etude de l'ascenseur	71

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Méthodes de calcul	79
IV.1.1. La méthode statique équivalente	79
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale	82
IV.2. Disposition des voiles	84
IV.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	84
IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	84
IV.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques	87
IV.3.3. Vérification de l'interaction voiles portiques	87
IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit	89
IV.3.5. Vérification vis-à-vis des déplacements.....	90
IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	91

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRE

V.1. Étude des poteaux	93
V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003	93
V.1.2. Sollicitations dans les poteaux	95
V.1.3. Ferrailage des poteaux	95
V.1.4. Vérifications	97
V.1.5 Disposition constructive des poteaux.....	100
V.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux.....	101
V.2. Etude des poutres.....	102

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003	102
V.2.2. Ferrailage des poutres	103
V.2.3. Vérification à l'ELU	104
V.2.4. Vérifications à l'ELS	107
V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres	109
V.3. Etude des voiles	112
V.3.1. Recommandation du RPA	112
V.3.2. ferrailage des voiles.....	114
V.3.3. Exemples de schéma de ferrailage	120
V.3. Conclusion	120

CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Choix de type des fondations	121
VI.2. Combinaisons d'actions à considérer	121
VI.3. Etude des fondations.....	121
VI.3.1. Vérification des semelles isolées	121
VI.3.2. Vérification des semelles filantes	122
VI.3.3. Radier général	123
VI.4. Ferrailage du radier	127
VI.4.1. La dalle du radier	127
VI.4.2. Calcul des nervures	130
VI.5. Etude du mur adossé	134
VI.5.1. Dimensionnement des voiles	134
VI.5.2. Caractéristiques du sol	134
VI.5.3. Evaluation des charges et surcharges.....	134
VI.5.4. Ferrailage de voile adossé.....	134
VI.5.5. Schéma de ferrailage du mur adossé	137
CONCLUSION GENERALE.....	138

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE DES FIGURE

LISTE DES TABLEAU

ANNEXES

Tableau I-1 : caractéristique du béton.....	3
Tableau I-2 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances	4
Tableau II-1 : Evaluation des charges et surcharges des planchers.....	11
Tableau II-2 : récapitulation de l'escalier	12
Tableau II-3 : Evaluation des charges et surcharge de la volée	13
Tableau II-4 : Evaluation des charges et surcharge du palier	13
Tableau II-5 : Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère.....	14
Tableau II-5 : Evaluation des charges des murs extérieurs	14
Tableau II-6 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.....	14
Tableau II-7 : Evaluation des charges des voiles.....	15
Tableau II-8 : sections préalables des poteaux	16
Tableau II-9 : Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour le poteau A.....	17
Tableau II-10 : Descente de charge pour le poteau A	18
Tableau II-11 : Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour poteau B.....	19
Tableau II-12 : Descente de charge pour le poteau B	20
Tableau II-13 : Vérification des poteaux à la compression simple	21
Tableau II-14 : Vérification des poteaux au flambement	22
Tableau II-15 : Dimensions des éléments structuraux	22
Tableau III-1 : Les différents types de poutrelles	23
Tableau III-2 : Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles.....	24
Tableau III-3 : Sollicitation des poutrelles à l'ELU et l'ELS pour l'étage commerciale	31
Tableau III-4 : Sollicitation des poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le 1 ^{er} étage	32
Tableau III-5 : Sollicitation des poutrelles à l'ELU et l'ELS pour l'étage courant	32
Tableau III-6 : Sollicitation des poutrelles à l'ELU et l'ELS pour terrasse accessible	33
Tableau III-7 : Ferrailage des poutrelles de différent plancher	37
Tableau III-8 : Vérification des contraintes dans le béton.....	40
Tableau III-9 : schéma de ferrailage des poutrelles	44
Tableau III-10 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_x)	48
Tableau III-11 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_y)	48
Tableau III-12 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis	49
Tableau III-13 : ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	51
Tableau III-14 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.....	51
Tableau III-15 : Sollicitation dans l'escalier type 2.....	52
Tableau III-16 : ferrailage de l'escalier type2	53
Tableau III-17 : Vérification des contraintes de compressions.....	53
Tableau III-18 : Sollicitation dans l'escalier type 1	55
Tableau III-19 : Le ferrailage de la poutre palière.....	57
Tableau III-20 : Contraintes de compressions dans le béton	58
Tableau III-21 : Le ferrailage de la poutre brisée	60
Tableau III-22 : Les contraintes de compressions dans le béton	62

Tableau III-23: Ferrailage de la poutre de chaînage	63
Tableau III-24: Vérification de la contrainte dans le béton	64
Tableau III-25 : Charges et surcharges	65
Tableau III. 26 : Différentes combinaisons à utiliser	66
Tableau III.27 : ferrailage de la dalle d'ascenseur	72
Tableau III.28: vérification de la section d'acier.....	73
Tableau III -29 : La section d'armature	76
Tableau III -30 : Vérification de la section d'acier.....	77
Tableau III -31 : Résultat des calculs	78
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq	81
Tableau IV.2: Poids total de la structure	82
Tableau IV.3: Période de vibration et taux de participation massique	84
Tableau IV.4: Vérification de l'effort tranchant à la base	87
Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	88
Tableau IV.6: Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	89
Tableau IV.7: Vérification de l'effort normal réduit.....	90
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y	90
Tableau IV.9 : Vérification à L'effet P- Δ	92
Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	94
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	95
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux	96
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux	96
Tableau V-5 : Vérification du flambement des poteaux	98
Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton	99
Tableau V-7: Vérification des contraintes tangentielles	99
Tableau V-8: Zones nodales dans les poteaux	100
Tableau V-9 : ferrailage des différents poteaux.....	101
Tableau V-10 : Armatures longitudinales des poutres.....	103
Tableau V-11 : Vérification de la section minimale.....	105
Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles	105
Tableau V-13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	105
Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux.....	106
Tableau V.15 : Moments résistant dans les poutres	106
Tableau V.16 : Vérification des zones nodales.....	107
Tableau V.17 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	108
Tableau V.18 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	108
Tableau V.19 : ferrailage des poutres.....	109
Tableau V.20 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens XX	114
Tableau V.21 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens YY	115
Tableau V.22 : ferrailage des voiles V_{x1}	115

Tableau V.23 : ferrailage des voiles V_{x2}	116
Tableau V.24 : ferrailage des voiles V_{x3}	116
Tableau V.25 : ferrailage des voiles V_{x4}	117
Tableau V.26 : ferrailage des voiles V_{Y1}	117
Tableau V.27 : ferrailage des voiles V_{Y2}	118
Tableau V.28 : ferrailage des voiles V_{Y3}	118
Tableau V.29 : ferrailage des voiles V_{Y4}	119
Tableau V.30 : Schéma de ferrailage de voile V_{x1}	120
Tableau VI.1 : ferrailage de la dalle du radier	128
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes	129
Tableau VI.3 : ferrailage de la dalle du radier à l'ELS	129
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes	130
Tableau VI.5 : Charges transmises aux nervures longitudinales	131
Tableau VI.6 : Charges transmises aux nervures transversales	131
Tableau VI.7 : ferrailage des nervures	132
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures	133
Tableau VI.9 : Schémas de ferrailages des nervures	133
Tableau VI.10 : ferrailage du voile adossé	135
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes	136

Figure II.1 : la disposition des poutrelles (vue en plan 2 ^{eme} au 9 ^{eme} étage)	6
Figure II.2 : la disposition des poutrelles (plancher dalle de RDC)	7
Figure II.3 : la disposition des poutrelles (plancher dalle de sous-sol)	7
Figure II.4 : Schéma d'une poutrelle.....	9
Figure II.5 : Panneau D ₂	10
Figure II.6 : Panneau D ₁	11
Figure II.7 : Escalier type 1	12
Figure II.8 : Escalier type 2.....	12
Figure II.9 : Schémas de l'acrotère.....	13
Figure II.10 : Descente de charge	18
Figure III. 1 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	26
Figure III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	26
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	45
Figure III.4 : Panneau D ₁	46
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	49
Figure III.6 : Panneau D ₂	50
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	52
Figure III.8 . Schéma statique type 1	52
Figure III.9 . Schéma de ferrailage d'escalier type 1	55
Figure III.10 . Schéma statique type 2	55
Figure III.11 . Schéma de ferrailage de la poutre palière	59
Figure III.12 . Schéma statique de la poutre.....	59
Figure III.13 . Schéma de ferrailage de la poutre brisé	62
Figure III.14 . Schéma de ferrailage de la poutre chainage	65
Figure III.15 . Sollicitation sur l'acrotère.....	66
Figure III.16 . Section à ferrailer	67
Figure III.17 . Schéma de ferrailage de l'acrotère	70
Figure III.18 . Cage d'ascenseur.....	71
Figure III.19 . Schéma représentant la surface d'impact	75
Figure III.20 . Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	78
Figure IV-1 . Spectre de réponse (sens x-x).....	83

Figure IV-2. Spectre de réponse (sens y-y).....	83
Figure IV-3. Disposition des voiles.....	84
Figure IV-4. 1 ^{er} Mode de vibration (T=0.835s translation suivant X)	85
Figure IV-5. 2 ^{eme} Mode de vibration (T=0.787s translation suivant Y)	86
Figure IV-6. 3 ^{eme} Mode de vibration (T=0.769s rotation autour de L' Axe Z).....	86
Figure V.1. Zone nodale.....	94
Figure V.2. Section d'un poteau	98
Figure V.3. La zone nodale	105
Figure V.4. Schéma d'un voile pleine	113
Figure VI.1. Vue en plan de la semelle	122
Figure VI.2. Coupe P-P'	122
Figure VI.3. Semelle filante	122
Figure VI.4. Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	124
Figure VI.5. Dalle sur quatre appuis	127
Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier (coupe 1-1).....	131
Figure VI.7. Charges transmises aux nervures longitudinales.....	131
Figure VI.8. Charges transmises aux nervures transversales	131
Figure VI.9. Section à ferrailer	132
Figure VI.10. Diagrammes des contraintes.....	135
Figure VI.11. Schémas de ferrailage	137

Le Génie civil représente des techniques concernant les constructions civiles dont Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes (le poids propre) et les actions d'exploitations, climatiques et accidentelle, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multi fonctionnel (R+9+sous-sol), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable. On se base sur le plan de travail suivant :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Sap 2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient au caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture (CASA-TEC), fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+9 plus sous-sol) dont le RDC qui est à usage commerciale et les autres étages à usage d'habitation comporte des logements.

Cet ouvrage classé dans le groupe d'usage 2.

RPA 99(Article 3.2)

I.2. Implantation de l'ouvrage :

Le terrain devant recevoir le projet suscité se trouve à Akbou. Le site est classé comme une zone de moyenne sismicité, zone IIa.

(RPA99 version 2003)

I. 3.Caractéristiques de l'ouvrage :

I. 3. 1 Caractéristiques géométrique :

- La hauteur du bâtiment : 34.06m.
- La hauteur du sous-sol : 2.48m.
- La hauteur de RDC : 5.44m.
- La hauteur de chaque étage : 2.88m.
- Longueur de l'ouvrage : 24.6m.
- Largeur de l'ouvrage : 22.10m.

I. 3. 2. Elément secondaires :

- **Plancher** : Dans notre projet nous avons adopté des planchers à corps creux pour tous les étages et des planchers à dalle pleine pour les balcons, la dalle d'ascenseur et la chambre du poste de transfo.
- **Escalier** : Dans notre projet nous avons adopté à deux types d'escalier :
 - Escalier principale en béton armé.
 - Escalier du sous-sol ver RDC en métal.
- **L'infrastructure** : Selon le rapport du sol qui nous a été donnée par le laboratoire de l'habitat et de la construction et sur les résultats des essais réalisé le 26/06/2011 sur le terrain destiné à recevoir ce bloc :
 - La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol}=1,6$ bars.
 - Une profondeur d'ancrage d'au moins 1.5 m par rapport à la côte du terrain naturel.
- **L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

➤ **Maçonnerie utilisés :**

- Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une lame d'aire de 5cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés de cloison de 15cm/10cm, séparés d'une lame d'aire de 5cm pour les séparations entre les logements, en simples cloisons de briques creuses de 10cm pour la séparation des espaces

- **L'acrotère :** C'est un élément encastré dans le plancher terrasse accessible qui va servir comme garde de corps et empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

I. 3.3. Caractéristique structurales :

Ossature : En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

I. 3.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de notre projet seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

➤ **Le béton**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28})
Quelque données sur le béton utilisée sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : caractéristique du béton

F_{c28} (MPa)	25,0	
F_{t28} (MPa)	2,1	
E_i 28(MPa)	32164,2	
E_{v28}(MPa)	10818,86	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,5
σ_{bc} service (MPa)	15,0	
τ_u (MPa) : Situation durable	Fissuration peu nuisible	3,33
	Fissuration préjudiciable	2,5
Coefficient de poisson	Etats limites ultime	0
	Etat limites de service	0.2
Dosage en ciment (kg/m³)	350	

➤ L'acier

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : Les types d'acier utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)	E(MPa)
Rond lisse	Armature transversales	feE 235	Ø6 et Ø8	215	$2,1 \cdot 10^5$
Barre à haute adhérence	Armature longitudinales	feE400	$T \geq 10$	400	$2,1 \cdot 10^5$
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \varnothing \leq 6$	520	$2,1 \cdot 10^5$

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

I.4.1. Etat limite ultime (ELU)

Sont des états qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, ils sont relatifs à la stabilité de la structure et à la résistance des matériaux utilisés.

Il existe trois états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.4.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton

I.5. Actions et sollicitations :

I. 5.1. Les actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

I. 5.1.1. Les Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps.

Elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.

I. 5.1.2. Les Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps elles correspondent aux :

- Surcharge d'exploitation.
- Action de la température, du retrait...etc.
- Charges appliquées aux cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).

I. 5.1.3. Les Actions accidentelles (E)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, avalanches,.....etc.

I.5.2. Les sollicitations

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsion).

I.6. Règlements et normes utilisés

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

- Le CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

II.1 : pré dimensionnement des éléments :

On commence par la disposition des poutrelles pour repérer les poutres principales et secondaires.

❖ Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée:** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus Petite portée.
- **Critère de continuité:** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles et repérage des poutres et des poteaux sont représenté dans les figures suivantes :

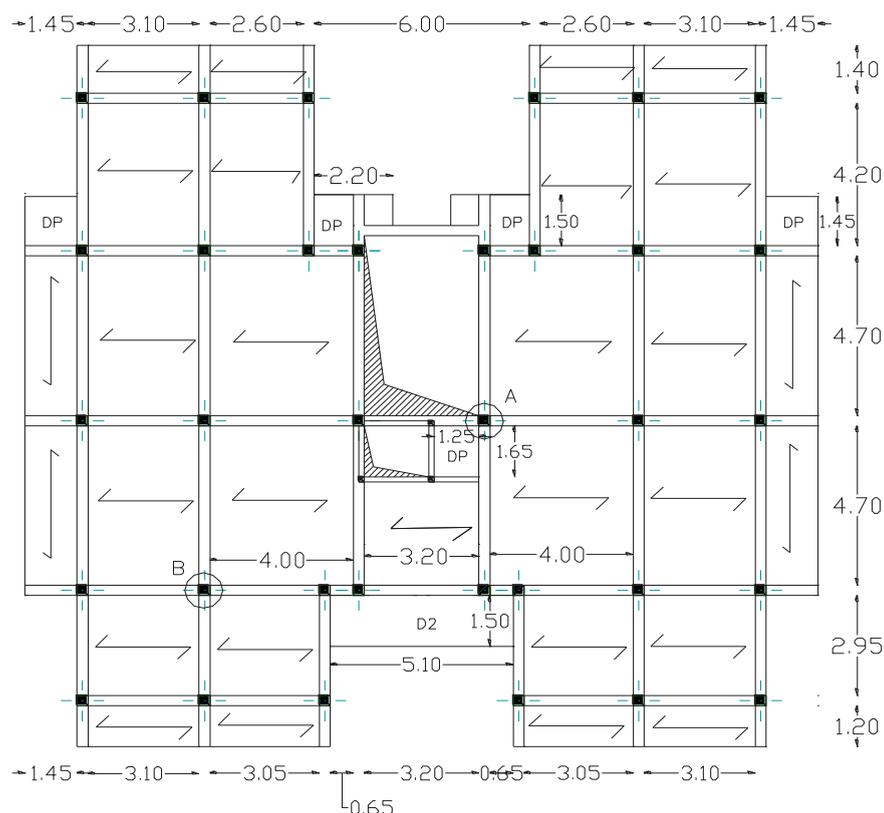
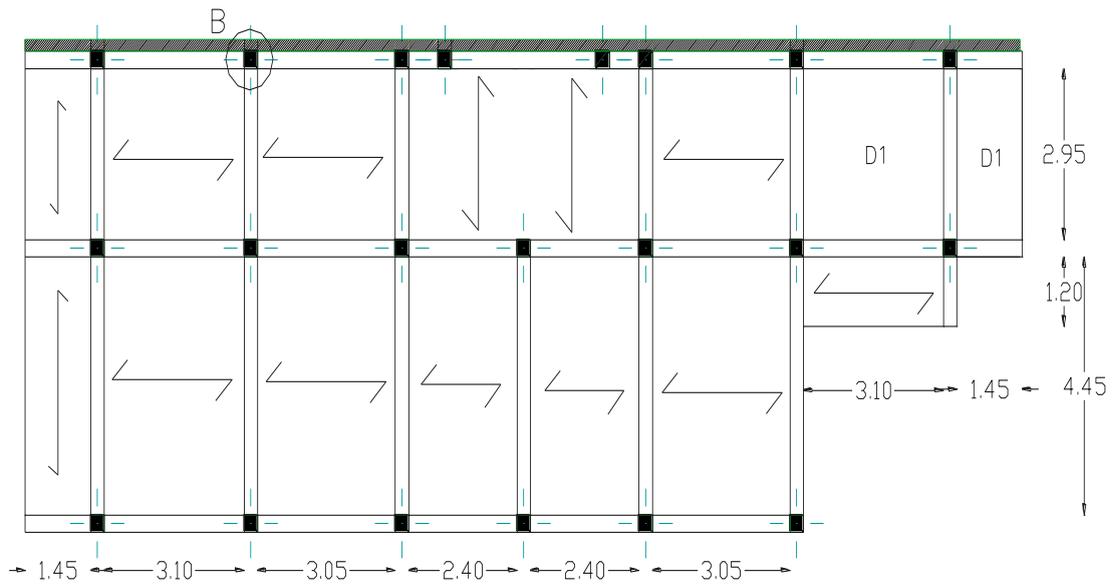
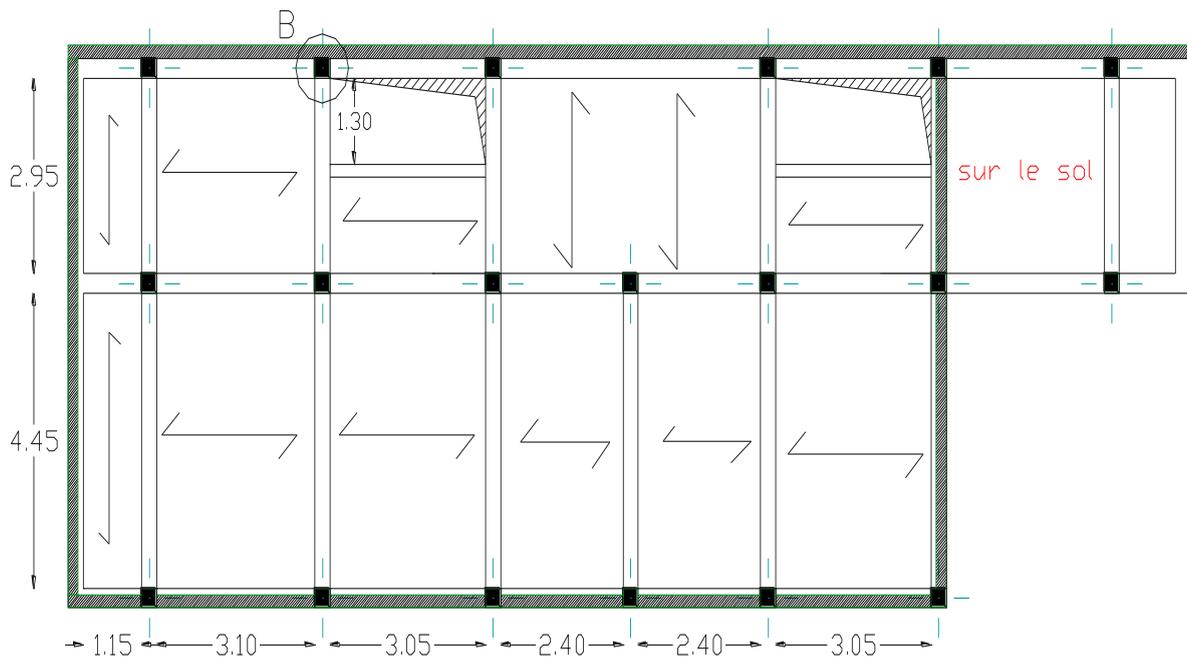


Figure II.1 : la disposition des poutrelles (vue en plan 2^{ème} au 9^{ème} étage).



FigureII.2 : la disposition des poutrelles (plancher dalle de RDC).



FigureII.3 : La disposition des poutrelles (plancher dalle de S-sol).

II.1.1. Les poutres

- **Condition de flèche**

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Selon le BAEL91}$$

Avec L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **Les conditions du RPA 99**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

II.1.1.1. Les poutres principales

On a $L_{max} = 4.70$ m.

Donc,
$$\frac{470}{15} \leq h_p \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 47 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

- **Vérification des conditions du RPA :**

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

II.1.1.2. Poutres secondaires

On a $L_{max} = 4$ m.

Donc,
$$\frac{400}{15} \leq h_s \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 40 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

- **Vérification des conditions du RPA :**

- $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$, vérifiée.

II.1.2.Planchers

II.1.2.1.Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Selon les règles du **CBA93** la hauteur h_t d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec :

h_t : Hauteur total du plancher.

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

$$L_{max} = 4 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22,5}$$

$$\text{Donc } h_t \geq 17,77 \text{ cm}$$

Alors : on opte pour un plancher [16 + 4],

$$\begin{cases} h_{corps\ creux} = 16 \text{ cm} \\ h_{dalle\ de\ compression} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments du plancher reposant sur les poutres pour transmettre les charges et surcharges à ces dernières.

La longueur de la table de compression(b) est donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

h_t : Hauteur du plancher

b : Largeur de la table de compression.

L_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : La distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

$$b_1 \leq \text{min} \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

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

$$b_0 = (8 \text{ à } 12) \Rightarrow \mathbf{b_0 = 12 \text{ cm}}$$

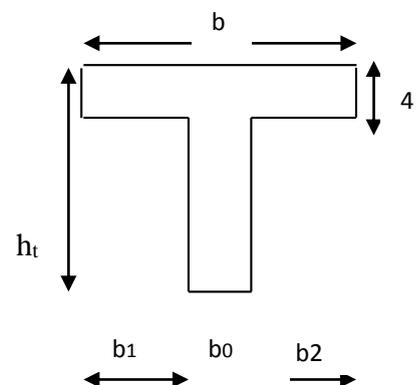


Figure II.4 : Schéma d'une poutrelle

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 4 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min(26.5; 20) \text{ cm} \Rightarrow b_1 \leq 20$$

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq 26.5 \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

II.1.2.2. Dalle pleine

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance au feu

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

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

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique

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

c. Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un ou deux appuis : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ si $\rho \geq 0.4$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ si $\rho < 0.4$

L_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

➤ Dalle reposant sur trois appuis : (balcon D₂)

$$L_x = 1.5 \text{ m} \quad L_y = 5.1 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

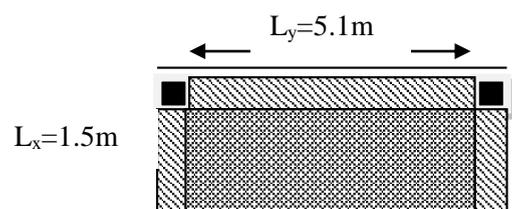


Figure II.5 : Panneau D₂.

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

➤ **Dalle reposant sur quatre appuis** : la dalle de la chambre du poste transfo (D_1)

$$L_x=295 \text{ cm} \quad L_y=310 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{295}{310} = 0.95 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 6.55 \leq e \leq 7.37$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable ($e = 17.5 \text{ cm}$).

On prend : $e = 18 \text{ cm}$

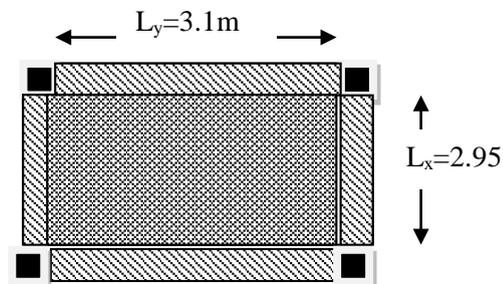


Figure II.6 : Panneau D_1 .

II.1.2.3. Evaluation des charges et surcharges des planchers

Tableau II-1: Evaluation des charges et surcharges des planchers

Désignation	Densité (kN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)				
			Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	Etage commercial	Balcon
Protection en gravier	20	5	1	/	/	/	/
Multicouche d'étanchéité	/	2	0.12	0.12	/	/	/
Isolation thermique	4	4	0.16	0.16	/	/	/
Forme de pente	22	5	1.1	1.1	/	/	/
Revêtement en carrelage	20	2	/	/	0.4	0.4	0.4
Mortier de pose	20	2	/	0.4	0.4	0.4	0.4
Plancher corps creux	/	20	2.85	2.85	2.85	2.85	/
Dalle pleine	25	12	4.5	/	4.5	/	3
		18					
Enduit en mortier	18	1.5	0.27	/	/	/	0.27
Enduit en plâtre	10	2	/	0.2	0.2	0.2	/
Lit de sable	18	2	/	/	0.36	0.36	0.36
Cloison double	/	10	/	/	0.9	0.9	0.9
	ΣG avec corps creux		5.5	5.23	5.11	5.11	/
	ΣG avec dalle plein		7.15	/	6.76	/	5.33
	Q		1	1.5	1.5	5	3.5

II.1.3. Escaliers

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Dans notre cas on va s'intéresser seulement à l'escalier principal en BA. On a deux types :

Type 1 : escalier a deux volées contrariées avec palier de repos (1^{ème} étage vers 2^{ème} étage).

$$H=1.44m \quad L=2.4m$$

$$g=30cm \quad h=16cm$$

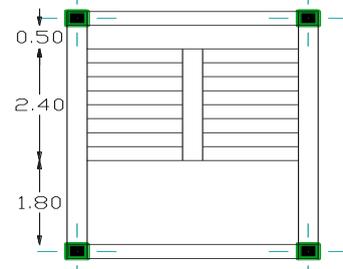


Figure II.7 : Escalier type 1.

Type 2: Escalier à trois volées à double paliers de repos de (2^{ème} étage au terrasse accessible).

La volée I et III :

$$H=1.28 m \quad L=2.1 m$$

$$g=30cm \quad h=16cm$$

La volée II :

$$H =0.32 m \quad L =0.3m$$

$$g=30cm \quad h=16cm$$

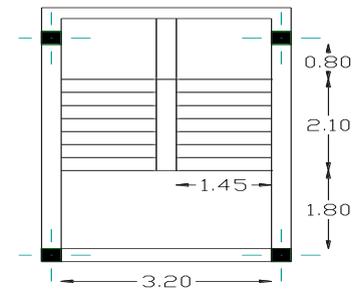


Figure II.8 : Escalier type 2.

II.1.3.1.Epaisseur de la pailasse

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante :

$$L_0/30 \leq e \leq L_0/20$$

$$L_v = (L^2 + H^2)^{1/2} = (2.1^2 + 1.28^2)^{1/2} = 2.46 m$$

$$L_0 = L_v + L_p = 2.46 + 1.8 + 0.8 = 5.06 m$$

$$506/30 \leq e \leq 506/20 \Rightarrow 16.86 \leq e \leq 25.3 cm$$

Donc: **e=17cm**

II.1.3.2.Poid de la pailasse

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} \quad \alpha = tg^{-1} \left(\frac{H}{L} \right)$$

Tableau II-2 : récapitulation de l'escalier

H (m)	L (m)	α (°)	e (cm)	G (kn/m ²)
1.28	2.1	31.36	17	4.98

II.1.3.3. Evaluation des charges et surcharge de l'escalier

Tableau II-3 : Evaluation des charges et surcharge de la volée

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage : horizontal	20	2	0.4
Carrelage : vertical	20	$e \cdot h/g = 1.1$	0.22
Mortier de pose h	20	2	0.4
Mortier de pose v	20	1.1	0.22
Marche	22	$h/2 = 8$	1.76
Paillasse	25	$e/\cos\alpha = 19.9$	4.98
Enduit en plâtre	10	2.37	0.237
			$G_v = 8.2$ KN/m²
			$Q_v = 2.5$ KN/m²

Tableau II-4: Evaluation des charges et surcharge du palier

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4
La dalle	25	17	4.25
Lit de sable	18	2	0.36
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			$G_p = 5.61$ KN/m²
			$Q_p = 2.5$ KN/m²

II.1.4. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé.

Dans notre structure on a un seul type d'acrotère pour la terrasse accessible (R+9).

On prend $H = 110$ cm

$S = 0.1735$ m² $G = 4.34$ KN/ml

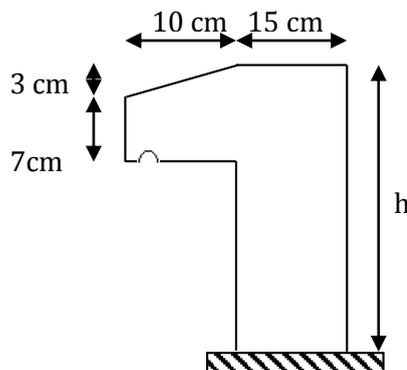


Figure II.9: Schémas de l'acrotère

Tableau II-5: Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère

Désignation	Surface (m ²)	e (cm)	Poids (KN/ml)
Acrotère	0.1735	15	4.34
Enduit en ciment intérieur	/	2	0.36
Enduit en ciment extérieur	/	2	0.40
			G=4.74KN/ml
			Q=1 KN/ml

Tableau II-5: Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Brique creuses	/	10	0.9
Lame d'air	/	5	/
Brique creuses	/	15	1.30
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G=2.67KN/m²

II.1.5. Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du **RPA99** suivantes :

- $e \geq 15$ cm..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Tableau II-6 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.

Nature d'étage	h_e (m)	$e \geq h_e / 20$ (cm)
Sous-sol	2.48-0.4=2.08	$e \geq 10.4$
RDC	5.44-0.4=5.04	$e \geq 25.2$
1 ^{ère} au 9 ^{ème} étage	2.88-0.4=2.48	$e \geq 12.4$

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons:

e=25cm Pour S-sol et RDC.

e=15 cm Pour les autres étages.

Tableau II-7 : Evaluation des charges des voiles

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Murs en béton arme	25	20	5
Enduit en plâtre	10	2	0.2
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
			G=5.47 KN/m²

II.1.6. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles de RPA99.

❖ Le critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$

Avec :

N_U : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : **$B = b \cdot h$** .

f_{bu} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35G + 1.5Q)$$

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

❖ Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

Avec :

$N_u' = 1.1 \times N_u$ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02)$ (m²).

A_s / B_r : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A_s / B_r = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ

λ : L'élançement définie par ; $\lambda = L_f / i$.

Avec :

L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où : l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

- Si : $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- Si : $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

❖ Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq h_e / 20. \end{cases} \quad \text{Où } h_e : \text{La hauteur d'étage}$$

II.2. Descente des charges:

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux A et B.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on fixe les sections suivantes :

Tableau II-8 : sections préalables des poteaux

Etages	Sous-sol, RDC+1+2 ^{eme} Etage	3+4+5 ^{eme} Etages	6+7+8 ^{eme} Etages	9 ^{eme} Etages	Toiture de CE
Section (b*h)cm²	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

II.2.1.Poteau A

II.2.1.1.Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge

Tableau II-9 : Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour le poteau A.

	Type de plancher	Surfaces et volume	G (KN)	Q(KN)
Toiture de CE		$S_1 + S_2 = 6,64 \text{ m}^2$	36,52	6,64
		$V_{\text{Poutres}} = 0,666 \text{ m}$	16,65	
		$S_{\text{mur}} = 2,67 \text{ m}^2$	7,13	
G_{Toiture CE}			60,3	
Terrasse accessible		$S_1 + S_2 = 9,4 \text{ m}^2$ $S_3 = 0,88 \text{ m}^2$	53,66	30,67
		$S_{\text{palier}} + S_4 = 2,88 + 2,25 = 5,16 \text{ m}^2$	28,78	
		$S_{\text{volée}} = 0,97 \text{ m}^2$	7,95	
		$S_{\text{mur}} = 11,65 \text{ m}^2$	31,10	
		$V_{\text{Poutres}} = 0,94 \text{ m}^3$	23,55	
G_{Tacc}			145,04	
Etage habitation		$S_1 + S_2 + S_3 = 10,28 \text{ m}^2$	52,53	30,67
		$S_{\text{palier}} + S_4 = 5,13 \text{ m}^2$	28,78	
		$S_{\text{volée}} = 0,97 \text{ m}^2$	7,95	
		$V_{\text{Poutres}} = 0,94 \text{ m}^3$	23,55	
		$S_{\text{mur}} = 10,79 \text{ m}^2$	23,73	
G_{E habitation}			136,54	

II.2.1.2.La lois de dégression

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Dans notre cas les surcharges d’exploitation sont égales pour chacun des neuf niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Etages à usage d’habitation).

Q_0 : La surcharge d’exploitation de la terrasse inaccessible.

Q' : La surcharge d’exploitation de l’Etage à usage commercial.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$

Niveau 7 : surcharge niveau (6) + 0.5Q

Niveau 8 : surcharge niveau (7) + 0.5Q

Niveau 9 : surcharge niveau (8) + 0.5Q

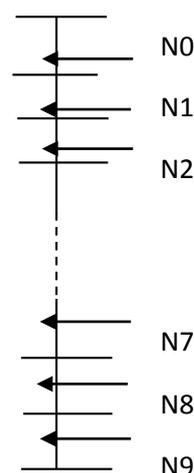


Figure II.10 : Descente de charge

Tableau II-10 : Descente de charge pour le poteau A

niveau	G(KN)	Q(KN)
N0	$G_{Toiyure CE} + G_{pot} = 60.3 + 6.5 = 66.8$	6.64
N1	$G_{N0} + G_{Tacc} + G_{pot} = 66.8 + 1.45.04 + 8.82 = 220.66$	37.31
N2	$G_{N1} + G_{Ehabitation} + G_{pot} = 220.66 + 136.54 + 11.52 = 368.72$	64.91
N3	$G_{N2} + G_{Ehabitation} + G_{pot} = 368.72 + 136.54 + 11.52 = 516.78$	89.45
N4	$G_{N3} + G_{Ehabitation} + G_{pot} = 516.78 + 136.54 + 11.52 = 664.84$	110.92
N5	$G_{N4} + G_{Ehabitation} + G_{pot} = 664.84 + 136.54 + 14.58 = 815.96$	129.32
N6	$G_{N5} + G_{Ehabitation} + G_{pot} = 815.96 + 136.54 + 14.58 = 967.08$	144.65
N7	$G_{N6} + G_{Ehabitation} + G_{po} = 967.08 + 136.54 + 14.58 = 1118.2$	159.99
N8	$G_{N7} + G_{Ehabitation} + G_{pot} = 1118.2 + 136.54 + 18 = 1272.74$	175.32
N9	$G_{N8} + G_{Ehabitation} + G_{pot} = 1272.74 + 112.81 + 18 = 1403.55$	190.66
$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 1.35 * 1403.55 + 1.5 * 190.66 = 2180.78 \text{ KN}$		

II.2.2.Poteau B:

II.2.2.1.Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge

Tableau II-11 : Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour poteau B

niveau	Type de plancher	Surfaces et volume	G (KN)	Q(KN)
Terrasse accessible		$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11,76 \text{ m}^2$ $V_{\text{Poutres}} = 0,779 \text{ m}^3$	61,5	17,64
			19,475	
G_{Tacce}			80,975	
2 ^{eme} au 8 ^{eme} Etages		$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11,76 \text{ m}^2$ $V_{\text{Poutres}} = 0,779 \text{ m}^3$	60,1	17,64
			19,475	
G_{étage}			79,575	
1 ^{ere} Etage		$S_1 + S_2 = 4,53 \text{ m}^2$ $V_{\text{Poutres}} = 0,497 \text{ m}^3$	23,15	6,795
			12,425	
G_{étage1}			35,575	

RDC		$S_1 = 2,29 \text{ m}^2$ $V_{\text{Poutres}} = 0,34 \text{ m}^3$	11,70	11,45
	GRDC	20,2		

Tableau II-12 : Descente de charge pour le poteau B

Niveau	G(KN)	Q(KN)
N0	$G_{\text{Tacce}} + G_{\text{pot}} = 80,975 + 8,88 = 89,795$	17,64
N1	$G_{\text{N0}} + G_{\text{étage9}} + G_{\text{pot}} = 89,795 + 79,575 + 11,52 = 180,89$	35,28
N2	$G_{\text{N1}} + G_{\text{étage8}} + G_{\text{pot}} = 180,89 + 79,575 + 11,52 = 271,985$	51,156
N3	$G_{\text{N2}} + G_{\text{étage7}} + G_{\text{pot}} = 271,985 + 79,575 + 11,52 = 363,08$	65,268
N4	$G_{\text{N3}} + G_{\text{étage6}} + G_{\text{pot}} = 363,08 + 79,575 + 14,58 = 457,235$	77,616
N5	$G_{\text{N4}} + G_{\text{étage5}} + G_{\text{pot}} = 457,235 + 79,575 + 14,58 = 551,39$	88,2
N6	$G_{\text{N5}} + G_{\text{étage4}} + G_{\text{pot}} = 551,39 + 79,575 + 14,58 = 645,545$	97,02
N7	$G_{\text{N6}} + G_{\text{étage3}} + G_{\text{pot}} = 645,545 + 79,575 + 18 = 743,12$	105,84
N8	$G_{\text{N7}} + G_{\text{étage2}} + G_{\text{pot}} = 743,12 + 79,575 + 18 = 840,70$	114,66
N9	$G_{\text{N8}} + G_{\text{étage1}} + G_{\text{pot}} = 840,70 + 35,575 + 34 = 910,275$	118,45
N10	$G_{\text{N9}} + G_{\text{RDC}} + G_{\text{pot}} = 910,275 + 20,2 + 15,5 = 945,975$	129,9
$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 1.35 * 945,975 + 1.5 * 129,9 = 1471,92 \text{ KN}$		

On n'aura donc :

$$\text{Pour le poteau A : } N_u' = 1.1 * 2180.78 = 2398.86 \text{ KN}$$

$$\text{Pour le poteau B : } N_u' = 1.1 * 1471.92 = 1619.11 \text{ KN}$$

Remarque : Le poteau le plus sollicité c'est le poteau A.

II.2.2.2. Verifications

A- Vérification des poteaux à la compression simple :

Les résultats de vérification à la compression simple sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-13 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu'(KN)	Section (m ²)	Condition $\sigma_{adm} > \sigma_{cal}$		Observation
			σ_{adm} (Mpa)	σ_{cal} (Mpa)	
Sous-sol+ RDC (Poteau B)	1619.11	0.5×0.5	14.2	6.47	vérifié
1 +2 ^{eme}	2398.86	0.5×0.5	14.2	9.59	
3 +4+5 ^{eme}	1924.51	0.45×0.45	14.2	9.5	
6+7+8 ^{eme}	1178.3	0.40×0.40	14.2	7.36	
9 ^{eme}	389.2	0.35×0.35	14.2	3.17	

B- Vérification du critère de stabilité de forme :

On prend le poteau de RDC comme exemple de calcul.

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (5.44 - 0.4) = 3.53\text{m} \quad B = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2 \quad I = 5.21 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.144\text{m} \quad \lambda = \frac{3.53}{0.144} = 24.51 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.51}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$\text{D'après le BAEL91 on doit vérifier : } B_r \geq \frac{1.61911}{0.77 \times \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{115} \right)} = 0.096 \text{ m}^2$$

Or nous avons

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{ m}^2$$

$0.2304 > 0.096 \Rightarrow$ le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-14 : Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu'(KN)	Section (m ²)	Condition $Br > Br_{cal}$		Observation
			Br(m ²)	Br _{cal} (m ²)	
RDC	1619.11	0.5×05	0.2304	0.096	vérifié
1 +2^{eme}	2398.86	0.5×05	0.2304	0.13	
3+4+5^{eme}	1924.51	0.45×0.45	0.1849	0.107	
6+7+8^{eme}	1178.3	0.40×0.40	0.1444	0.065	
9^{eme}	389.2	0.35×0.35	0.1089	0.022	

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n y a pas risque de flambement des poteaux.

II.3.Conclusion

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-15 : Dimensions des éléments structuraux

Eléments	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Poutre principales	30	40
Poutre secondaires	30	35
Poteaux sous-sol, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	50	50
Poteaux 3+4+5 ^{eme} Etages	45	45
Poteaux 6+7+8 ^{eme} Etages	40	40
Poteaux 9 ^{eme} Etages	35	35
Poteaux terrasse	30	30
Voiles de contreventement RDC	e =25 cm	
Voiles de contreventement 1 ^{er} au 9 ^{eme} étage	e=15 cm	

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur).

III.1. Calcul des planchers

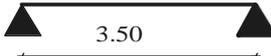
III.1.1. Plancher à corps creux

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

Selon la disposition adoptée en fig (II-1 et II-2) les planchers présentent 8 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique	Position
1 ^{er} type		RDC (Commerciale)+1 ^{er} étage
2 ^{ème} type		
3 ^{ème} type		
4 ^{ème} type		
5 ^{ème} type		Étages courantes + terrasse accessible
6 ^{ème} type		
7 ^{ème} type		
8 ^{ème} type		

9 ^{ème} type		Toiture de la CE
-----------------------	---	------------------

III.1.1.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q) l_x$

A l'ELS : $P_u = (G + Q) l_x$ avec l_x : entre axe des poutrelles ($l_x = 0.65$ m)

Tableau III-2 : Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			pu (KN/m)	ps (KN/m)
Toiture de la CE	5.5	1	5.80	4.22
terrasse accessible	5.23	1.5	6.05	4.37
Plancher étage courant	5.11	1.5	5.94	4.29
Plancher étage commercial	5.11	5	9.36	6.57

III.1.1.2. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour le calcul des sollicitations sur les poutrelles, il existe deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode Caquot

❖ **Méthode forfaitaire**

• **Condition d'application :**

Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$ (1)

Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées,.....(2)

Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$,.....(3)

Une fissuration est peu nuisible,.....(4)

• **Principe de la méthode :**

➤ **Définition des grandeurs :**

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée

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

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Coefficient qui définit le degré de surcharge du plancher.

➤ **Evaluation des moments**

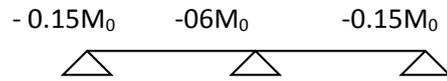
• **Evaluation des moments au niveau des appuis**

Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant le **BAEL** exige de mettre les aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

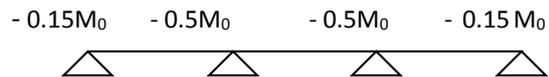
On calcul M_{0i} (moment isostatique) dans toutes les travées

$$M_{0i} = p L^2 / 8 ; M_0 = \max (M_{0i}, M_{0i+1})$$

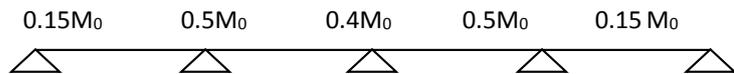
Poutrelles à Deux travées



À Trois travées



À Plus de deux travées



Ces moments sont des moments aux appuis intermédiaires :

- $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.
- $(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.
- $(-0,6 \times M_0)$: dans le cas d'une poutre à deux travées.

• **Evaluation des moments au niveau des travées**

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

Le moment en travée doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_{0i} \\ (1,05M_{0i}) \end{array} \right.$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_{0i}}{2} & \text{Travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_{0i}}{2} & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_{0i} :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

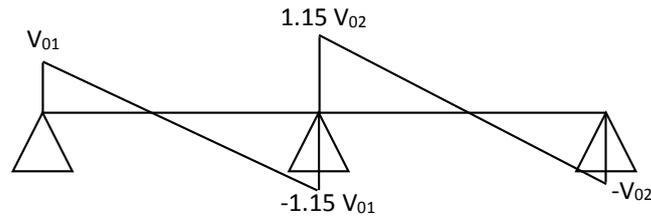


Figure III. 1 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

- 2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

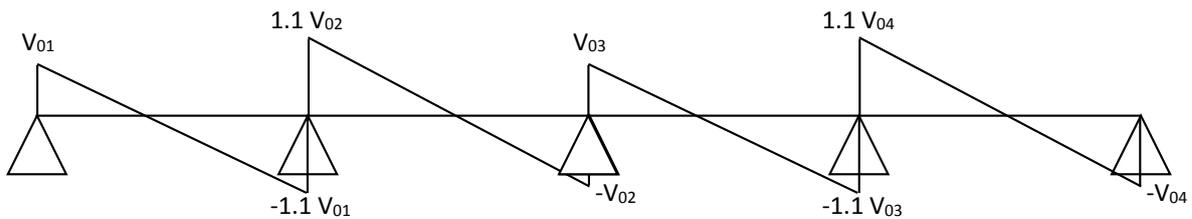


Figure III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

❖ Méthode Caquot

• Condition d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée $Q > (2G ; 5\text{Kn/m}^2)$. Mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire (2^{ème}, 3^{ème} ou 4^{ème} condition) n'est pas satisfaite, on applique la méthode Caquot minoré, c'est-à-dire on minore G avec un coefficient de $2/3$ ($G' = 2/3G$) pour le calcul des moments aux appuis seulement.

• Principe de la méthode :

Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

• Moment aux appuis :

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

• **Moment en travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2}(L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

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

• **L'effort tranchant :**

$$V = q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.1.1.3. calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple de calcul (méthode forfaitaire pour le type 5, et la méthode Caquot pour le type 6).

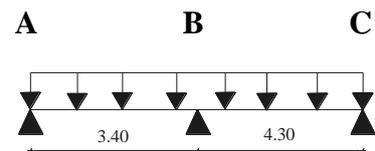
A) : Etude poutrelles du type 6

- **Plancher étage commerciale**

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

$$(L_i/L_{i+1} = 3.4/4.3 = 0.78 < 0.8)$$

On voit que la (3^{ème}) condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minoré.



$$G' = \frac{2}{3} * (5.11) = 3.40 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\succ q'_u = 1.35G' + 1.5Q = 12.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\succ q'_s = G' + Q = 8.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\succ P'_u = q'_u * 0.65 = 7.85 \text{ KN/m}$$

$$\succ P'_s = q'_s * 0.65 = 5.46 \text{ KN/m}$$

q' (charge sur le plancher)

P' (charge sur les poutrelles)

- **Moments aux appuis :**

- ✓ **Appuis de rives**

$M_C=0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = -0.15 M_0$.

$$M_0^U = \frac{7.85 \cdot 4.3^2}{8} = 18.14 \text{ KN.m} \quad M_0 = \frac{q' L^2}{8}, L = 4.3 \text{ m}$$

$$M_0^S = \frac{5.46 \cdot 4.3^2}{8} = 12.61 \text{ KN.m}$$

ELU: $M_C^U = M_A^U = -0.15 \cdot 18.14 = -2.72 \text{ KN.m}$

ELS: $M_C^S = M_A^S = -0.15 \cdot 12.61 = -1.89 \text{ KN.m}$

- ✓ **Appuis intermédiaires:**

$$M_i = \frac{p'_g \cdot l'_g{}^3 + p'_d \cdot l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad \text{tq : } (p'_g = p'_d)$$

Appui (B) : $l'_g = 3.4 \text{ m}$ $l'_d = 4.3 \text{ m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_B^U = -7.85 * \left(\frac{3.4^3 + 4.3^3}{8.5(3.4+4.3)} \right) = -3.60 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_B^S = -5.46 * \left(\frac{3.4^3 + 4.3^3}{8.5(3.4+4.3)} \right) = -2.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.39 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 10.11 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = q_u \cdot 0.65 = 9.36 \text{ KN/m.}$$

$$P_s = q_s \cdot 0.65 = 6.57 \text{ KN/m.}$$

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

Travée (AB) :

$$\text{ELU} \quad X = \frac{3.4}{2} + \left(\frac{-3.65}{9.36 \cdot 3.9} \right) = 1.6 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{9.36 \cdot 1.6}{2} (3.4 - 1.6) = 13.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^U = 13.48 + (-5.13) \cdot 0.53 + (-8.78) \cdot \left(\frac{1.6}{3.4} \right) = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad X = \frac{3.4}{2} + \left(\frac{-2.54}{6.57 \cdot 3.4} \right) = 1.6 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.57 \cdot 1.6}{2} (3.4 - 1.6) = 9.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^S = 9.46 + (-3.57) \cdot 0.53 + (-6.11) \cdot \left(\frac{1.6}{3.4} \right) = 4.69 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

$$\text{ELU} \quad X = \frac{3.35}{2} + \left(\frac{8.78}{9.36 \cdot 3.35} \right) = 1.95 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{9.36 \cdot 1.95}{2} (3.35 - 1.95) = 12.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^U = 12.77 + (-8.78) \cdot \left(1 - \frac{1.95}{3.35} \right) = 9.1 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad X = \frac{3.35}{2} + \left(\frac{6.11}{6.57 \cdot 3.35} \right) = 1.95 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.57 \cdot 1.95}{2} (3.35 - 1.95) = 8.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^S = 8.96 + (-6.11) \cdot \left(1 - \frac{1.95}{3.35} \right) = 6.41 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants:**

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L} \right)$$

Travée(AB) :

$$\text{ELU} \quad V_A = \frac{9.36 \cdot 3.4}{2} - \left(\frac{-1.5}{3.4} \right) = 16.35 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.36 \cdot 3.4}{2} - \left(\frac{-2.47}{3.4} \right) = -15.18 \text{ KN}$$

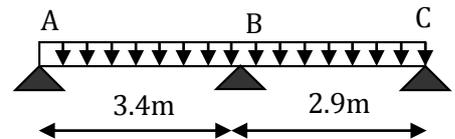
Travée(BC) :

$$\text{ELU} \quad V_B = \frac{9.36 \cdot 3.35}{2} + \left(\frac{2.47}{3.35} \right) = 16.41 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.36 \cdot 3.35}{2} + \left(\frac{9.1}{3.35} \right) = -18.39 \text{ KN}$$

B) : Etude poutrelles du type 5

- **Plancher étage courants**



1. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
 $Q=5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.46, 5\text{KN/m}^2)$condition vérifiée.
2. le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $0.8 < 3.4/4.4 = 1 < 1.25$condition vérifiée.
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
4. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

• **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A=M_C=0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{5.94 * 3.4^2}{8} = 8.58 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{4.29 * 3.4^2}{8} = 6.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U=M_C^U = -0.15*8.58 = - 1.29 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S=M_C^S = -0.15*6.19 = - 0.93 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = -0.6M_0^U = -0.6*8.58 = - 5.15 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6M_0^S = -0.6*6.19 = - 3.71 \text{ KN.m}$

• **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

1) $M_t + \left(\frac{M_g+M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_{0i}$

2) $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{0i} \dots \dots \dots$ (travée de rive)

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.23 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.069 \\ (1.2 + 0.3\alpha)/2 = 0.63 \end{cases}$$

Travée(AB) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_t^U \geq 1.069 (8.58) - \left(\frac{0+5.15}{2}\right) \quad M_t^U \geq 6.51 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_t^S \geq 1.069 (6.19) - \left(\frac{0+3.71}{2}\right) \quad M_t^S \geq 4.76 \text{ KN.m}$$

Travée(BC) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_t^U \geq 1.069 (6.24) - \left(\frac{0+5.15}{2}\right) \quad M_t^U \geq 4.09 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_t^S \geq 1.069 (4.51) - \left(\frac{0+3.71}{2}\right) \quad M_t^S \geq 2.97 \text{ KN.m}$$

• **Évaluation de l'effort tranchant**

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} V_A = \frac{qL}{2} = \frac{5.94 \times 3.4}{2} = 10.1 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times 20.57 = -11.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} V_B = 9.9 \text{ KN} \\ V_C = -8.61 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations, pour tous les types de poutrelles sont représentées dans les tableaux suivants.

Tableau III-3 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commerciale.

Types	Travée	L (m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)		M_t (KN.m)	Effort tranchant (KN)		
				M_g	M_d		V_g	V_d	
ELU	1	A-B	3.4	/	-5.13	-6.73	7.6	15.44	-16.38
		B-C	3.35	/	-6.73	-5.59	6.96	16.87	-15.34
		C-D	2.7	/	-5.59	-4.3	3.58	15.34	-12.16
		D-E	2.7	/	-4.3	-7.99	2.47	12.16	-18.06
		E-F	3.35	11.04	-7.99	-1.65	9.43	18.06	-13.28
	2	A-B	3.4	/	-5.13	-8.78	6.63	16.35	-15.18
		B-C	3.35	11.01	-8.78	-1.65	9.1	16.41	-18.39
		3	A-B	3.25	12.36	-1.85	-1.85	12.36	15.21
4	A-B	3.35	13.13	-1.97	-1.97	13.13	15.67	-15.67	
1	A-B	3.4	/	-3.57	-4.68	4.68	/	/	
	B-C	3.35	/	-4.68	-3.89	4.23	/	/	
	C-D	2.7	/	-3.89	-2.99	2.55	/	/	

ELS		D-E	2.7	/	-2.99	-5.56	1.77	/	/
		E-F	3.35	7.66	-5.56	-1.15	6.65	/	/
	2	A-B	3.4	/	-3.57	-6.11	4.69	/	/
		B-C	3.35	7.66	-6.11	-1.15	9.1	/	/
	3	A-B	3.25	8.67	-1.3	-1.3	8.67	/	/
	4	A-B	3.35	9.22	-1.38	-1.38	9.22	/	/

Tableau III-4 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l’ELU et l’ELS pour le 1^{er} étage.

	Types	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	1	A-B	3.4	/	-2.9	-3.81	5.24	9.84	-10.38
		B-C	3.35	/	-3.81	-3.17	4.85	10.75	-9.77
		C-D	2.7	/	-3.17	-2.44	2.61	9.77	-7.76
		D-E	2.7	/	-2.44	-4.53	1.98	7.76	-8.54
		E-F	3.35	6.24	-4.53	-0.94	6.23	9.47	-8.61
	2	A-B	3.4	/	-2.91	-4.98	4.68	9.49	-11.45
		B-C	3.35	6.24	-4.98	-0.94	6.04	9.74	-8.47
	3	A-B	3.25	7.99	-1.19	-1.19	7.99	9.83	-9.83
4	A-B	3.35	8.34	-1.25	-1.25	8.34	9.96	-9.96	
ELS	1	A-B	3.4	/	-2.05	-2.69	3.84	/	/
		B-C	3.35	/	-2.69	-2.24	3.56	/	/
		C-D	2.7	/	-2.24	-1.72	1.94	/	/
		D-E	2.7	/	-1.72	-3.19	1.49	/	/
		E-F	3.35	4.4	-3.19	-0.66	4.54	/	/
	2	A-B	3.4	/	-2.09	-3.57	3.4	/	/
		B-C	3.35	4.47	-3.57	-0.67	4.37	/	/
	3	A-B	3.25	5.77	-0.86	-0.86	5.77	/	/
4	A-B	3.35	6.03	-0.9	-0.9	6.03	/	/	

Tableau III-5 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l’ELU et l’ELS pour le plancher étage courant.

	Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
5	A-B	3.4	8.5	-1.29	-5.15	6.51	10.1	-11.61	
	B-C	2.9	6.24	-5.15	-1.29	4.09	9.9	-8.61	
6	A-B	3.4	/	-2.93	-7.43	3.56	8.78	-14.51	
	B-C	4.3	10.28	-7.43	-1.54	10.28	12.72	-11.06	

ELU	7	A-B	3.4	/	-2.93	-7.43	3.56	8.79	-9.66
		B-C	4.3	/	-7.43	-5.26	7.42	13.29	-12.28
		C-D	3.5	/	-5.26	-5.26	3.84	12.28	-12.28
		D-E	4.3	/	-5.26	-7.43	7.42	12.28	-13.29
		E-F	3.4	/	-7.43	-2.93	3.56	9.66	-8.79
	8	A-B	3.4	8.59	-1.29	-5.16	6.6	10.11	-11.62
		B-C	3.35	8.34	-5.16	-1.29	6.33	11.45	-9.96
	ELS	5	A-B	3.4	6.19	-0.93	-3.71	4.76	/
B-C			2.9	4.51	-3.71	-0.93	2.97	/	/
6		A-B	3.4	/	-2.1	-5.33	2.59	/	/
		B-C	4.3	7.37	-5.33	-1.11	7.44	/	/
7		A-B	3.4	/	-2.1	-5.33	2.59	/	/
		B-C	4.3	/	-5.33	-3.77	5.39	/	/
		C-D	3.5	/	-3.77	-3.77	2.81	/	/
		D-E	4.3	/	-3.77	-5.33	5.39	/	/
		E-F	3.4	/	-5.33	-2.1	2.59	/	/
8		A-B	3.4	6.21	-0.9	-3.72	4.77	/	/
		B-C	3.35	6.028	-3.72	-0.9	4.57	/	/

Tableau III-6 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l’ELU et l’ELS pour le plancher terrasse accessible.

	Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	5	A-B	3.4	8.74	-1.31	-5.24	6.71	10.28	-11.83
		B-C	2.9	6.36	-5.24	-1.31	4.16	10.09	-8.77
	6	A-B	3.4	/	-2.98	-7.55	3.63	8.94	-10.28
		B-C	4.3	10.44	-7.55	-1.57	10.46	14.77	-11.25
	7	A-B	3.4	/	-2.98	-7.55	3.63	8.94	-13.52
		B-C	4.3	/	-7.55	-5.34	7.56	13.52	-12.49
		C-D	3.5	/	-5.34	-5.34	3.92	12.49	-12.49
		D-E	4.3	/	-5.34	-7.55	7.56	12.49	-13.52
	8	E-F	3.4	/	-7.55	-2.98	3.63	13.52	-8.94
		A-B	3.4	8.74	-1.31	-5.25	6.71	10.28	-11.83
9	B-C	3.35	8.49	-5.25	-1.31	6.43	11.66	-10.14	
	A-B	3.5	8.88	-1.33	-1.33	8.88	10.15	-10.15	
ELS	5	A-B	3.4	6.32	-0.95	-3.79	4.85	/	/
		B-C	2.9	4.59	-3.79	-0.95	3.01	/	/
	6	A-B	3.4	/	-2.14	-5.41	2.65	/	/
		B-C	4.3	7.48	-5.41	-1.12	7.58	/	/
		A-B	3.4	/	-2.14	-5.41	2.65	/	/
		B-C	4.3	/	-5.41	-3.84	5.5	/	/
	C-D	3.5	/	-3.84	-3.84	2.86	/	/	

	7	D-E	4.3	/	-3.84	-5.41	5.5	/	/
		E-F	3.4	/	-5.41	-2.14	2.65	/	/
	8	A-B	3.4	6.32	-0.95	-3.79	4.84	/	/
		B-C	3.35	6.14	-3.79	-0.95	4.65	/	/
	9	A-B	3.5	6.47	-0.97	-0.97	6.47	/	/

Le ferrailage des poutrelles se fait avec les sollicitations maximales. Ces dernières sont indiquées dans les tableaux précédents avec la taille Gras.

III.1.1.4. Ferrailage des poutrelles

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

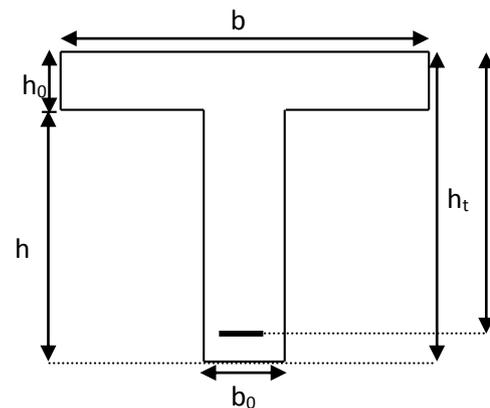
$$h_t = 20\text{cm}$$

$$b_o = 12\text{cm}$$

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

$$d = 18\text{cm}$$

$$h_o = 4\text{cm}$$



On prend comme exemple, le ferrailage de la poutrelle type 2 du plancher étage commercial.

➤ Calcul à l'ELU :

$$M_{\max}^t = 9.1\text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{rive}} = -1.65\text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{int}} = -8.78\text{KN.m}$$

$$V_{\max} = 18.39\text{KN}$$

1. Calcul des Armatures longitudinales

• Ferrailage en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} > M_{max}^t = 0.0091 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t * b$) : (20 cm * 65 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.1 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.03$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.068)) = 0.177$$

$$A_s \geq \frac{M_{max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{9.1 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.48 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• **Ferraillage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **b₀ et h (0.12 * 0.20) m²**.

✓ **Ferraillage de l'appui de rive :**

$$M_{\max}^{\text{rive}} = 1.65 \text{KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0299 \text{MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.0299 \text{MPa} < 0.186 \text{MPa} \Rightarrow \alpha = 0.0379 \quad z = 0.177 \text{m}$$

$$A_S^{\text{rive}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{z \times 348} = \frac{1.65 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.27 \text{cm}^2$$

On prend : 1HA8 = 0.5cm.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_S^{\text{rive}} = 0.5 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ferraillage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^{\text{inter}} = 8.78 \text{KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\max}^{\text{inter}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.159 \text{MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.159 \text{MPa} \geq 0.186 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pivot B et A}' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.218 \quad z = 0.16 \text{m}$$

$$A_S^{\text{inter}} = \frac{M_{\max}^{\text{inter}}}{z \times 348} = \frac{8.78 \times 10^{-3}}{0.16 \times 348} = 1.58 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$$A_S^{\text{inter}} = 1.58 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : Ferrailage des poutrelles de différent plancher

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage transversal
Type	position	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_{min}		
Etage commercial	1	Travée	0.032	0.04	0.177	1.53	2HA10=2.36	1.41	
		App int	0.145	0.197	0.166	1.38	1HA12+1HA8=1.63	0.26	
		App rive	0.03	0.038	0.177	0.27	1HA8=0.50	0.26	
	2	Travée	0.03	0.038	0.177	1.48	3HA10=2.36	1.41	
		App int	0.159	0.218	0.16	1.58	1HA12+1HA8=1.63	0.26	
		App rive	0.029	0.038	0.177	0.27	1HA8=0.50	0.26	
	3	Travée	0.041	0.053	0.177	2.01	3HA12=3.39	1.41	
		App rive	0.033	0.043	0.177	0.30	1HA8=0.50	0.26	
	4	Travée	0.044	0.056	0.176	2.14	3HA12=3.39	1.41	
		App rive	0.036	0.045	0.177	0.32	1HA8=0.50	0.26	
	1 ^{er} étage	1	Travée	0.021	0.026	0.178	1.01	3HA10=2.36	1.41
			App int	0.082	0.107	0.17	0.75	2HA8=1.01	0.26
App rive			0.017	0.021	0.178	0.15	1HA8=0.5	0.26	
2		Travée	0.02	0.025	0.178	0.97	3HA10=2.36	1.41	
		App int	0.082	0.107	0.17	0.75	2HA8=1.01	0.26	
		App rive	0.017	0.022	0.178	0.16	1HA8=0.5	0.26	
3		Travée	0.027	0.034	0.177	1.29	3HA10=2.36	1.41	
		App rive	0.021	0.027	0.178	0.19	1HA8=0.5	0.26	
4		Travée	0.028	0.035	0.177	1.35	3HA10=2.36	1.41	
		App rive	0.022	0.028	0.177	0.20	1HA8=0.5	0.26	
Etage courants		5	Travée	0.022	0.027	0.178	1.05	3HA10=2.36	1.41
			App int	0.093	0.12	0.17	0.86	1HA10+1HA8=1.29	0.26
	App rive		0.023	0.029	0.177	0.21	1HA8=0.50	0.26	
	6	Travée	0.034	0.044	0.176	1.67	2HA10+1HA8=2.07	1.41	
		App int	0.135	0.18	0.16	1.28	1HA12+1HA8=1.63	0.26	
		App rive	0.028	0.035	0.177	0.24	1HA8=0.50	0.26	
	7	Travée	0.024	0.03	0.177	1.2	3HA10=2.36	1.41	
		App int	0.135	0.18	0.16	1.28	1HA10+1HA8=1.63	0.26	
	8	Travée	0.022	0.028	0.178	1.06	3HA10=2.36	1.41	
		App int	0.093	0.12	0.17	0.86	1HA10+1HA8=1.29	0.26	
		App rive	0.023	0.029	0.177	0.21	1HA8=0.50	0.26	
	Terrasse accessible	5	Travée	0.022	0.028	0.178	1.08	3HA10=2.36	1.41
App int			0.095	0.125	0.17	0.88	1HA10+1HA8=1.29	0.26	
App riv			0.024	0.03	0.177	0.21	1HA8=0.5	0.26	
6		Travée	0.035	0.044	0.17	1.7	2HA10+1HA8=2.07	1.41	
		App int	0.137	0.185	0.166	1.3	1HA12+1HA8=1.63	0.26	
		App riv	0.028	0.036	0.177	0.25	1HA8=0.50	0.26	
7		Travée	0.025	0.032	0.177	1.22	3HA10=2.36	1.41	
		App int	0.137	0.185	0.166	1.27	1HA10+1HA8=1.29	0.26	

A=0.57 cm²=2Ø6

∞	Travée	0.022	0.028	0.178	1.08	3HA10=2.36	1.41
	App int	0.095	0.125	0.17	0.88	1HA10+1HA8=1.29	0.26
	App riv	0.024	0.03	0.177	0.21	1HA8=0.50	0.26
∞	Travée	0.029	0.037	0.177	1.44	3HA10=2.36	1.41
	App riv	0.024	0.03	0.177	0.21	1HA8=0.50	0.26

2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_1 = 6\text{mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow At=0.57 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{At * f_e}{0.4 * b_0} = 57\text{cm} \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 17\text{cm} \end{cases}$$

Avec $\tau_u = 0.85\text{MPa}$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: **St = 15 cm.**

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18.39 \times 10^{-3}}{0.12 * 0.18} = 0.85\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa}) = \min(3.33; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.85\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

Appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18.39 * 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.53\text{cm}^2.$$

$$A_l = 0.5 + 1.57 = 2.07\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow 2.07\text{cm}^2 > 0.53\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifié.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l > \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\Rightarrow \left[18.39 \times 10^{-3} + \frac{8.78 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right] \frac{1.15}{400} = 2.08 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 1.63 + 1.57 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 3.2 \text{ cm}^2 > 2.08 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0.13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{18.39 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1.15 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

a) Etat limite de compression du béton :

On vérifie la poutrelle la plus défavorable : type 2 (étage commerciale).

- **En travée** $M_{ser}^t = 9.1 \text{ KN.m}$ $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y \quad \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 190.3 \text{ cm}^3 \quad H > 0 \Rightarrow \text{section (b*h)}$$

Calcul y:

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0.$$

$$y = 3.27 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2.$$

$$I = 5867.3 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5.07 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée .}$$

- En appui

Appui Intermédiaire $M_{\text{int}}^{\text{ser}} = -6.11 \text{ KN.m}$ $A_s = 1.63 \text{ cm}^2$

$M < 0$ on calcul avec $(b_0 \times h)$ $A' = 0$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times (y - d) = 0 .$$

$$\Rightarrow y = 3.32 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 6061.9 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = 3.35 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée}$$

Appui de rive $M_{\text{int}}^{\text{ser}} = -1.15 \text{ KN.m}$ $A_s = 0.5 \text{ cm}^2$

$M < 0$ on calcul avec $(b_0 \times h)$ $A' = 0$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times (y - d) = 0 .$$

$$\Rightarrow y = 1.92 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 2092.6 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = 1.058 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Vérification des contraintes dans le béton.

Type	Position	M_{ser} (Kn.m)	A_s cm^2	y cm	I cm^4	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
Type 2	travée	9.1	1.57	3.27	5867.3	5.07	15	vérifiée
	A rive	1.15	0.5	1.92	2090.6	1.058	15	vérifiée
	A inter	6.11	1.63	3.32	6061.9	3.35	15	vérifiée

c) Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type '6' de l'étage courant car c'est elle qui a la travée la plus grande (L=4.3m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.05$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche **BAEL91** (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{L}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.69 \text{ cm} ; I = 7446.9 \text{ cm}^4 ; A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2\text{MPa} . ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4\text{MPa}$$

Calcul de I_0

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')} = 0.044\text{m}$$

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

$$\Rightarrow I_0 = 2.35372 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{12 \times 18} = 0.0096$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0096 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 4.29$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.72$$

• Evaluation 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.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.11 = 3.32 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.11 + 1.5) = 4.29 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.32 \times 4^2}{8} = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4^2}{8} = 2.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.57 \times 4^2}{8} = 6.43 \text{ KN.m}$$

• Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.36 \times (0.18 - 0.0369) \times 10^5}{7446.9} \Rightarrow \sigma_{js} = 79.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{4.98 \times (0.18 - 0.0369) \times 10^5}{7446.9} \Rightarrow \sigma_{gs} = 13.477 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{6.43 \times (0.18 - 0.0369) \times 10^5}{7446.9} \Rightarrow \sigma_{ps} = 185.39 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 143.477 + 2.1} = 0.516$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 79.95 + 2.1} = 0.288$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 185.39 + 2.1} = 0.601$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.288} = 115715 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.516} = 80515 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.601} = 72367 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 1.72 \times 0.516} = 137261 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{2.77 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 115715} \times 10^8 = 0.12 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{4.98 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 80515} \times 10^8 = 0.305 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{4.98 \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 137261} \times 10^8 = 0.54 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{6.43 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 72367} \times 10^8 = 0.44 \text{ mm}$$

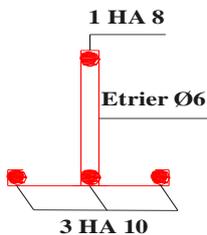
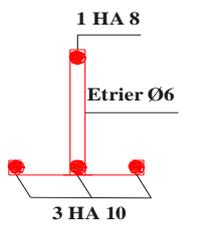
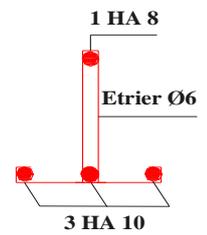
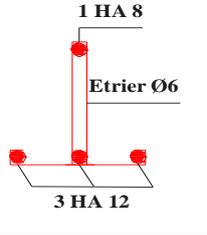
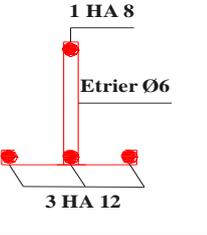
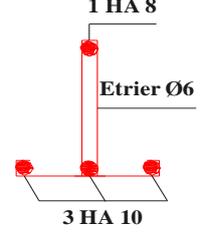
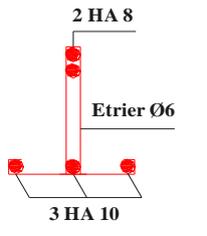
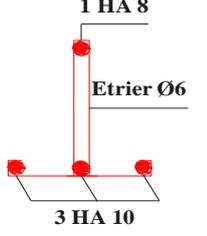
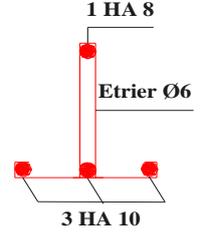
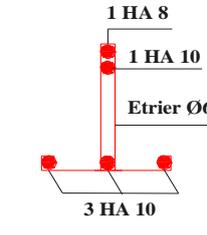
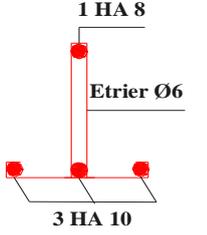
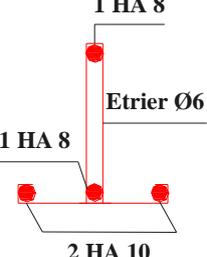
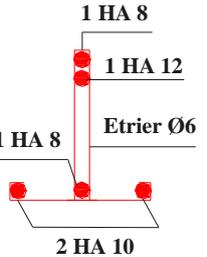
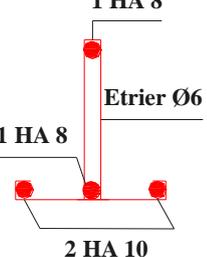
La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.54 + 0.44 - 0.305 - 0.12 = 0.55 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.1.1.5. schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III-9 : schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
1 et 2 (étage commercial)			
3 et 4 (étage commercial)		/	
1, 2, 3 et 4 (1 ^{er} étage)			
5, 7, 8 et 9 (étage courant et acce)			
6 (étage courant et acce)			

III.1.1.6. Etude de la dalle de compression**- Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles

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

On prend un treillis soudé TS $\phi 5$ (150*150).

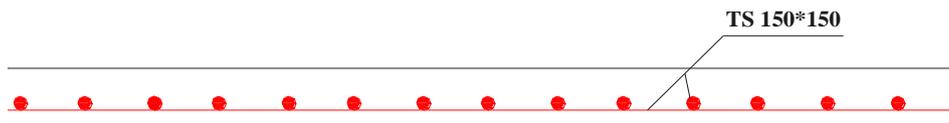
- Schéma de ferrailage

Figure III.3: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.2. Plancher à dalle pleine

❖ Dalle sur quatre appuis

$$L_x = 2.95\text{m}$$

$$L_y = 3.10\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.95}{3.10} = 0.95 \Rightarrow \rho > 0.4$$

a) Evaluation des charges

$$G = 6.76 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.26 \text{ KN/m}^2$$

La dalle travaille selon deux sens l_x et l_y .

$$\text{❖ L'ELU : } \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.95$$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.95$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 4.058 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 3.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85(4.058) = 3.45 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} = 0.85(3.60) = 3.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moment en en appuis

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 * M_{ox} = 0.5 * (4.058) = 2.029 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 * M_{oy} = 0.3(4.058) = 1.217 \text{ KN.m} \end{cases}$$

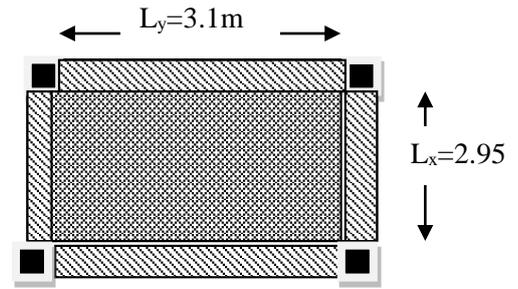


Figure III.4 : Panneau D1.

❖ Effort tranchant

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.37 \times 3.1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.95}{2}} = 11.95 \text{KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 11.18 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 11.95 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{11.95 * 10^{-3}}{1 * 0.16}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.074 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.074 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

⇒ Les A_t ne sont pas nécessaires

b) Calcul des armatures

Il se calcule à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

Selon L_x :

• En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.45 \times 10^{-3}}{1 \times (0.16)^2 \times 14.2} = 0.0095 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.012 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{3.45 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.012) \times 0.16} = 0.622 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 0.622 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

• En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.029 \times 10^{-3}}{1 \times (0.16)^2 \times 14.2} = 0.0056 \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.007 \\ A_x^a = \frac{M_x^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{2.029 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.007) \times 0.16} = 0.36 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.36 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Ecartement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 * e; 33 \text{cm}) = \min(3 * 18; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{cm}$$

❖ **Vérification des valeurs minimales**

$e = 18\text{cm}$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

avec : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ pour $f_c E400$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.95) \times 1 \times 0.18}{2}$$

$A_x \geq 1.47 \text{ cm}^2$

On a : $\begin{cases} A^t \leq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-10 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_x).

	M (KN.m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St (cm)
En travée	3.45	0.622	1.47	4HA8=2.01 cm ²	25
En appui	2.029	0.36	1.47	4HA8=2.01 cm ²	25

Selon L_y :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-11 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_y).

	M (KN.m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St (cm)
En travée	3.06	0.55	1.44	4HA8=2.01 cm ²	25
En appui	1.21	0.217	1.44	4HA8=2.01 cm ²	25

Avec :

$A_{\min} = 0.0008 \times b \times e = 1.44 \text{ cm}^2$

On a : $\begin{cases} A^t \leq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$

$S_t \leq \min(4 \times e; 33\text{cm}) = \min(4 \times 18; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$S_t \leq 33\text{cm}$

❖ **A L'ELS :**

$\nu = 0.2$ et $\rho = 0.95$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 3.47\text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 3.20\text{KN.m} \end{cases}$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85(3.47) = 2.95\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_{oy} = 0.85(3.20) = 2.72\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (3.47) = 1.73\text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (3.47) = 1.04\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-12 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	Selon x-x	2.95	2.8	5985	1.39	15
	Selon y-y	2.72	2.8	5985	1.28	15
Appuis	Selon x-x	1.73	2.8	5985	0.81	15
	Selon y-y	1.04	2.8	5985	0.49	15

❖ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

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

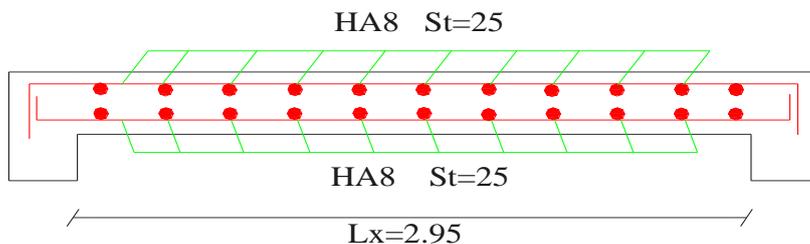
$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{20 * M_{0x}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{2 * b * d}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$0.18 > 0.12 \dots \dots \dots (1)$$

$$2.01 \times 10^{-4} < 9.19 \times 10^{-4} \dots \dots (2)$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.



FigureIII.5 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

❖ Dalle sur trois appuis

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1.5\text{m}$$

$$L_y = 5.1\text{m}$$

$$\text{On a } \frac{L_y}{2} = 2.55\text{m} > L_x = 1.5\text{m}$$

$$\text{Alors } \begin{cases} M_x = \frac{PL_x^2 L_y}{2} - \frac{2PL_x^3}{3} \\ M_y = \frac{PL_x^3}{6} \end{cases}$$

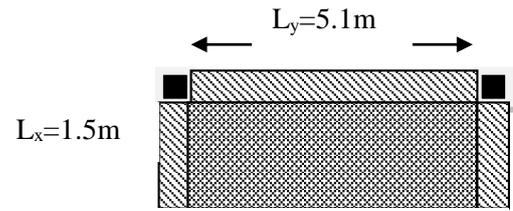


Figure III.6: Panneau D2.

a) Evaluation des charges

$$G = 5.33\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.44\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.83\text{KN/m}^2$$

A l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait on supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 43.40\text{KN.m} \\ M_{oy} = 7\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 36.89\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 5.95\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 21.77\text{KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 9.26\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.0926\text{MPa} < \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(L_y \times e)\text{m}$ selon L_x et $(L_x \times e)\text{m}^2$ selon L_y .

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	A _{calculée} cm ²	A _{opt} cm ²	A _{min} cm ²	St (cm)
Travées	Selon x-x	36.89	10.89	21HA10=16.59	1.20	25
	Selon y-y	5.95	1,73	6HA10=4.71	1.20	25
Appuis	Selon x-x	21.70	6,33	21HA8=10.5	1.20	25

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.0926 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 30.79 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 4.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 26.17 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 4.216 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 15.39 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de compression du béton**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-14 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travées	Selon x-x	26.17	4.32	8010.65	14.11	15
	Selon y-y	4.216	2.63	3164.7	4.18	15
Appuis	Selon x-x	15.39	3.65	5878.95	9.42	15

❖ **Etat limite de déformation**- **Vérification de la flèche**

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

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{ox}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots (2)$$

$$0.12 > 0.06 \dots (1)$$

$$11 \times 10^{-4} < 25.5 \times 10^{-4} \dots (2)$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

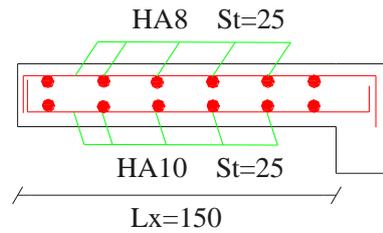


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.2. Etude d'escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire prenant en considération le nombre de point d'appuis.

A. Type 1

- Evaluation des charges et surcharges

- La volée :
$$\begin{cases} G_v = 8.2 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Le palier :
$$\begin{cases} G_p = 5.61 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• Combinaison de charges

- Pour la volée :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.82 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 10.7 \text{ KN/m}$

- Pour le palier :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.32 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 8.11 \text{ KN/m}$

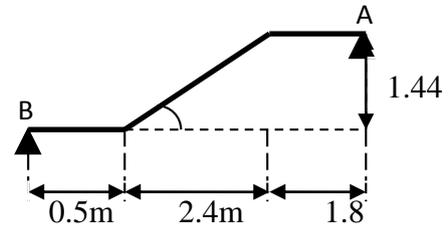


Figure III.8. Schéma statique type 1.

On calcul l'escalier comme une poutre isostatique, le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux. On trouve :

$$\begin{cases} R_A = 29.64 \text{ KN} \\ R_B = 31.96 \text{ KN} \end{cases}$$

• Efforts tranchants et moment fléchissant

Par la méthode des sections, on trouve les résultats récapitulé dans le tableau suivants :

Tableau III-15 : Sollicitation dans l'escalier type 1.

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{Max} (KN)	M _{Max} (KN.m)
0	29.64	29.64	0	31.96	37.91
1.8	-	-9.263	35.02		
4.2	-	-26.3	14.57		
4.7	31.96	31.96	0		

$$\begin{cases} M^t = 0.85M_{\max} = 32.22\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{En travée} \\ M^a = -0.3M_{\max} = -11.73\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{En appui} \end{cases}$$

• **Le ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III-16 : ferrailage de l'escalier type1.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Acalculée (cm ² /ml)	Aadoptée (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Arépartition (cm ² /ml)
En travée	32.22	0.116	0.154	7.05	6HA14= 9.24	1.69	4HA10= 3.14
En appui	11.73	0.042	0.054	2.46	4HA12= 4.52	1.69	4HA8= 2.01

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = 0.228\text{MPa} \leq \tau_U = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$$

Pas besoin des armatures transversales.

A l'ELS :

$$q_p = 8.11\text{KN/m}^2 \quad q_v = 10.7\text{KN/m}^2$$

❖ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\begin{cases} R_A = 21.30\text{KN} \\ R_B = 23.02\text{KN} \end{cases}$$

$$M^{\text{Max}} = 27.31 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85M_{\max} = 23.21\text{KN.m}$$

$$M^a = -0.3M_{\max} = 8.19\text{KN.m}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-17 : Vérification des contraintes de compressions.

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	23.21	4.41	12212	8.39	15
Appuis	8.19	3.80	9817.94	3.16	15

❖ Etat limite de déformation

- Vérification de la flèche

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

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{10 \cdot M_{0x}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots (2)$$

0.16 < 0.32 (1) → condition non vérifiée.

La flèche totale est définie par le BAEL 91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible.

$$\bullet f_{adm} = \frac{L}{500} \rightarrow \text{Ce qui ne donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.94 \text{ cm}$$

Application

Les différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$E_i = 32456,59 \text{ MPa et } E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0.0048$$

$$\lambda_i = 4,375 \text{ et } \lambda_v = 1,75$$

$$I_0 = 12129 \text{ cm}^4$$

$$q_{jv} = 6.72 \text{ KN/m}$$

$$q_{jp} = 4.25 \text{ KN/m} \quad M_{serj} = 11.25 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 8.2 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 5.61 \text{ KN/m} \quad M_{serq} = 14.00 \text{ KN.m}$$

$$q_{pv} = 10.7 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = 8.11 \text{ KN/m} \quad M_{serp} = 18.78 \text{ KN.m}$$

• Calcul de σ_s

$$\sigma_{sg} = 166,25 \text{ MPa}; \sigma_{sj} = 133,58 \text{ MPa}; \sigma_{sp} = 223,078 \text{ MPa}$$

• Calcul de μ

$$\mu_g = 0,30; \mu_j = 0,21; \mu_p = 0,42$$

• Calcul de I_f

$$I_{fij} = 17899 \text{ cm}^4, I_{fig} = 15362 \text{ cm}^4, I_{fip} = 13068 \text{ cm}^4, I_{fvg} = 24710 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = 0.531 \text{ cm} \quad f_{gi} = 0.764 \text{ cm} \quad f_{gv} = 1.434 \text{ cm} \quad f_{pi} = 1.209 \text{ cm}$$

• La flèche totale

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.348 \text{ cm} > f_{adm} = 0.94 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section d'acier.

Donc on opte pour les sections suivantes :

- Au niveau de la travée : **9HA14=13.85cm² S_t=10 cm.**
- Au niveau des appuis : **4HA12= 4.52cm² S_t=25 cm.**
- Les armatures transversales : **5HA10= 3.46cm² S_t=20 cm.**

Les calculs sont menés de la même manière on trouve :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.93\text{cm} < f_{adm} = 0.94\text{cm}$$

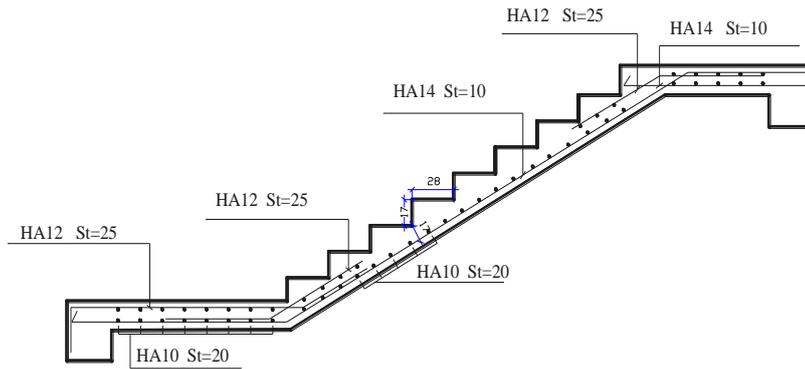


Figure.III.9. Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

B. Type 2

- Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.82\text{KN/m} \cdot$$

- Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.32\text{KN/m} \cdot$$

$$\begin{cases} R_A = 29.50\text{KN} \\ R_B = 31.06\text{KN} \end{cases}$$

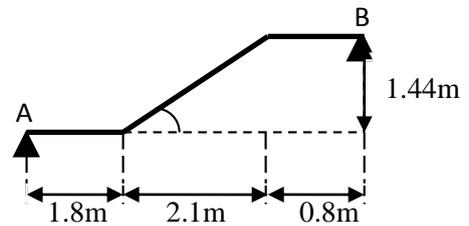


Figure.III.10. Schéma statique type 2.

• **Efforts tranchants et moment fléchissant**

Par la méthode des sections, on trouve les résultats récapitulé dans le tableau suivants :

Tableau III-18 : Sollicitation dans l'escalier type 2.

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{Max} (KN)	M _{Max} (KN.m)
0	29.50	29.50	0	31.06	37.55
1.8	-	-9.11	34.75		
4.2	-	-22	21.22		
4.7	31.06	31.06	0		

$$M_{\text{Max}} (\text{type2}) = 37.91\text{KN.m}$$

$$M_{\text{Max}} (\text{type1}) = 37.55\text{KN.m}$$

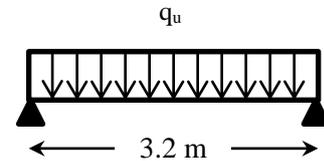
Remarque : Les volées (I) et (II) et (III) seront ferrillées de la même manière que c'elles de l'escalier type (1).

III.2.1. Etude de la poutre palière

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).



- **Pré dimensionnement**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.3 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

- **Vérification**

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\begin{cases} h \geq 20\text{cm} \\ b \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{on opte pour une section de } (30 \times 35)$$

A L'ELU :

a) Calcul à la flexion simple

Charge revenant à la poutre palière :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml}$

Poids la volée : $G_v = 8.2 \times 0.71 = 5.824 \text{ KN/ml}$

Poids du palier : $G_p = 5.61 \times 1.80 = 10.1 \text{ KN/ml}$

$G = 2.62 + 5.824 + 10.1 = 18.54 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \times 2.51 = 6.27 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des sollicitations**

$q_u = (1.35 \times 18.54) + (1.5 \times 6.27) = 34.43 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36.20 \times (3.2)^2}{8} = 44.07 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.75 \times 44.07 = 33.05 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.4 \times 44.07 = 17.62 \text{ KN.m}$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36.2 \times 3.2}{2} = 55.08 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

Les résultats du ferraillage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-19 : Le ferrailage de la poutre palière.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)
En travée	33.05	0.071	0.092	2.99
En appui	17.62	0.038	0.048	1.56

- **Condition de non fragilité**

$$A = 2.99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement en flexion**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{55.08 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.55 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.55 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -1.12 \times 10^{-5} < 0$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

b) Calcul à la torsion

$$M_{\text{tor}} = M_a = 11.73 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) \times (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}.$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau^T = \frac{M^T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.73 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 1.564 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_{\text{flexion}}^2 + \tau_{\text{torsion}}^2} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \sqrt{0.55^2 + 1.564^2} = 1.65 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_t = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.73 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 2.84 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \text{ Si on fixe } t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.73 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 0.387$$

c) Choix d'armature

- **Calcul des armatures longitudinales**

- **En travée :**

$$A_t = A_t(\text{tor})/2 + A_t(\text{flexion}) = 2.84/2 + 2.99 = 4.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14 = 4.6 cm²

- **En appuis**

$$A_a = A_a(\text{tor})/2 + A_a(\text{flexion}) = 2.84/2 + 1.56 = 2.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm²

- **Calcul des armatures transversal**

Don la section d'armature transversale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.384 + 0.5 = 0.884 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de HA8 plus une étrier HA8. On prend $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Vérification A l'ELS :**

$$q_s = 24.82 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 31.76 \text{ KN/ml}$$

- ❖ **Etat limite de compression du béton**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-20 : Contraintes de compressions dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travées	23.82	11.59	91797	3	15
Appuis	12.72	9.9	68722	1.83	15

- ❖ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

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

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{10 \cdot M_{0x}} \right) l \right] \dots\dots(1)$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots\dots(2)$$

$$0.45 > 0.24 \dots\dots(1)$$

$$6.03 \times 10^{-4} < 15.80 \times 10^{-4} \dots\dots(2)$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

- **Schéma de ferrailage de la poutre palière**

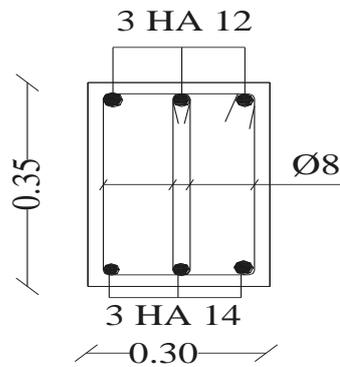


Figure.III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.2.2. Etude de la poutre brisé

La poutre inclinée se calcule en flexion et en torsion.

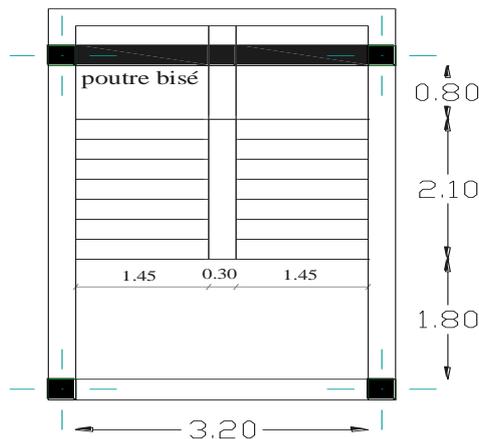


Figure.III.12 : Schéma statique de la poutre brisé.

a) Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml} \quad (\text{poids propre de la partie horizontale}).$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.3 / \cos 31.96 = 3.09 \text{ KN/ml} \quad (\text{poids propre de la partie inclinée}).$$

$$G_{eq1} = \frac{(2.62 \times 2 \times 1.45) + (3.09 \times 0.3)}{3.2} = 2.66 \text{ KN/ml}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$P_m = 2.67 \times 1.4 = 3.84 \text{ KN/ml} \quad (\text{Poids du mur extérieur})$$

$$G_1 = 1.36 \times 8.20 + (1.45 \times 5.61) + 3.84 = 23.12 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = (1.45 \times 8.20) + 3.84 = 15.73 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{eq2}} = \frac{(23.12 \times 2 \times 1.45) + (10.4 \times 0.3)}{3.2} = 21.92 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 21.92 + 2.66 = 24.58 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 43.72 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

- **En travée :**

$$M_t = \frac{q_u l^2}{24} = 18.65 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_a = \frac{q_u l^2}{12} = 37.30 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{q_u l}{2} = 69.95 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-21: Le ferrailage de la poutre brisée.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	18.65	0,040	0,051	1,65
En appui	37.30	0,080	0,1	3.39

- **Condition de non fragilité**

$$A = 2.98 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.33 \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement en flexion**

$$\tau_U = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 * d} = \frac{69.95 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.666 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \quad \text{On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_r \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

b) Calcul a la torsion

$$M_{\text{tor}} = M_a = 11.73 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2.$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) \times (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau^T = \frac{M^T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.73 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0750 \times 0.05} = 1.56 \text{ MPA}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_{\text{flexion}}^2 + \tau_{\text{torsion}}^2} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau = \sqrt{0.666^2 + 1.56^2} = 1.69 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_t = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.73 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 2.84 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \text{ si on fixe } t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.73 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0750 \times 348} = 0.387$$

c) Choix d'armature

- **Calcul des armatures longitudinales**

- **En appuis**

$$A_t = A_t(\text{tor})/2 + A_t(\text{flexion}) = 2.84/2 + 3.39 = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$A_a = A_a(\text{tor})/2 + A_a(\text{flexion}) = 2.84/2 + 1.65 = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversal**

Don la section d'armature transversale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.635 + 0.5 = 1.135 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de HA8 plus une étrier HA8. On prend $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• **Vérification A l'ELS**

$$q_s = 29.4 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 31.76 \text{ KN/ml}$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-22: Les contraintes de compressions dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travées	12.54	7.8	37822.6	2.59	15
Appuis	25.08	6.4	26124.4	6.19	15

❖ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

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

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{10 \cdot M_{0x}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots (2)$$

$$0.45 > 0.25 \dots (1)$$

$$6.03 \times 10^{-4} < 13.96 \times 10^{-4} \dots (2)$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

- **Schéma de ferrailage de la poutre brisé**

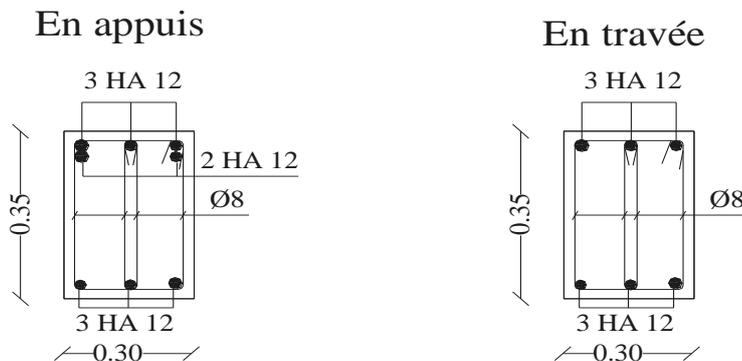


Figure.III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre brisé.

III.3. Etude des Poutres de chaînages

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

- **Pré dimensionnement**

On opte : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{cm}^2$.

- **Calcul des sollicitations**

Poids propre de la poutre :

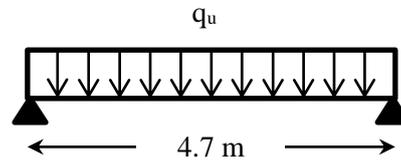
$$G = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{KN/m}^2$$

Poids des murs :

$$P_{\text{mur}} = 2.67 \times (2.88 - 0.3) = 6.88 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times (p_p + p_{\text{mur}}) = 1.35 \times (1.875 + 6.88) = 11.82 \text{KN/m}$$

$$q_s = p_p + p_{\text{mur}} = 1.875 + 6.88 = 8.755 \text{KN/m}$$



- **Calcul à l'ELU**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.82 \times (4.7)^2}{8} = 32.63 \text{KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times 32.63 = 27.73 \text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.6 \times 32.63 = 19.57 \text{KN.m}$

- **Le ferrailage**

Tableau III-23: Ferrailage de la poutre de chaînage.

Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	St (cm)
Travées	27.73	2.97	3HA12=3.39	1.01	15
Appuis	19.57	2.07	3HA12=3.39	1.01	15

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.82 \times 4.7}{2} = 27.77 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27.77 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.33 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.33 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversales**

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_1^{\min}\right)$$

$$\phi_1 \leq \min(10; 30; 8)$$

Soit $\phi_1 = 8\text{mm}$

Soit un cadre de HA8 plus une épingle HA8. On prend $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

• **Les espacements**

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25.2$

2) $S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0.8 \times 400 \times 1.51}{25 \times (0.33 - 0.3 \times 2.1)} < 0$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t = \frac{1.51 \times 400}{0.4 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 135\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Pour les armatures longitudinale, le **RPA99/version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25) = 25\text{cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Calcul a l'ELS**

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{8.755 \times 4.7^2}{8} = 24.17\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_s = 20.54\text{KN.m}$$

Tableau III-24: Vérification de la contrainte dans le béton.

Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
20.54	7.93	23958.9	7.09	15	vérifiée

• **Evaluation de la flèche**

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \rightarrow \text{vérifiée}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \rightarrow \text{vérifiée}$

- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \rightarrow \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- Schéma de ferrailage de la poutre chaînage

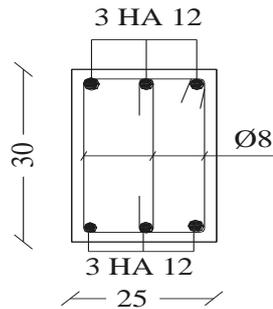


Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.

III.4. Calcul de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encasté 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.

III.4.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

➤ Verticales

Tableau III-25. : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.1735	4.74	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Tel que :

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

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (TAB. 6.1 du RPA99).

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

- Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 4.74 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 4,74 = 2,28 \text{ KN}$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de $(100 \cdot 15) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.4.3. Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :

$$\sum A_i = S$$

$$x_c = \frac{1,1 \times 0,15 \times (0,15/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,15 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,15 + 0,1/3)}{0,1735}$$

$$x_c = 0,0810 \text{ m}$$

$$y_c = 0,5741 \text{ m}$$

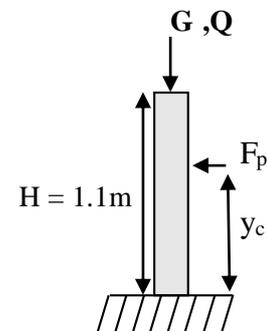


Figure.III.15 : Sollicitation sur l'acrotère.

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 4.74 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 0 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 2.28 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 2.28 \times 0,5741$$

$$\Rightarrow M_{F_p} = 1,31 \text{ KN.m.}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III. 26 : Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99 G+Q+E	ELU 1,35×G + 1,5×Q	ELS G+Q
N (KN)	5.74	7.91	5.74
M (KN)	1.31	0	0

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,31}{5,74} = 0,228\text{m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{1,1}{6} = 0,183\text{m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$ tel que:

e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}; \frac{110}{250}\right) = 2\text{cm}$$

d'où : $e_2 = 0,2578 + 0,02 = 0,2778\text{m}$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h : La hauteur de la section qui égale à 15 cm.

l_f : Longueur de flambement qui égale à $2 \times l_0$.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,1} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 1,1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,15} = 1,94\text{cm.}$$

d'où : $e_t = e_2 + e_3 = 27,78 + 1,94 = 29,72\text{cm.}$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$N_U = 6,4\text{KN}$ et $M_U = N_U \times e_t = 6,4 \times 0,2972 = 1,9\text{KN.}$

III.4.4. Ferrailage de l'acrotère

a) à l'ELU :

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

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se feront à l'ELS.

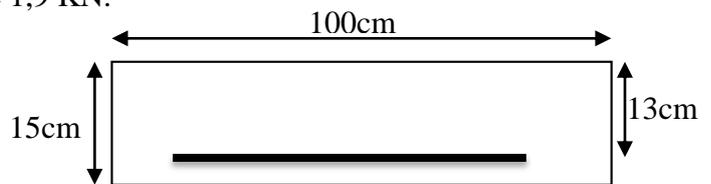


Figure III.16:Section à ferrailer.

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.9 + 6,4 \times (0,13 - \frac{0,15}{2}) = 2,252 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0094 < \mu_1 = 0,392 \text{ d'où : } A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0094}}{0,8} = 0,0118$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,0118) = 0,129$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{0,129 \times 348} = 0,5012 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,5012 \times 10^{-4} - \frac{6,4 \times 10^{-3}}{348} = 0,317 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ Ø6} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm.}$

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 2,28 + 1 \Rightarrow V_u = 3,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,025 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{ La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3,28}{0,9 \times 0,13 \times 7,54 \times 10^{-2}} = 0,372 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau}_s \rightarrow \text{ Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) vérification à l'ELS

$d = 0,13 \text{ m}$; $N_{ser} = 4,74 \text{ KN}$; $M_{ser} = 1,1 \text{ KN}$ $\eta = 1,6$ pour les HA (haute adhérence)

- **vérification des contraintes**

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \overline{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{1,1}{4,74} = 0,232 \text{ m}$$

$e_G > \frac{H}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- **Position du centre de poussée**

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$C = d - e_G \Rightarrow C = 0,232 - 0,075 = 0,157 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante :

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

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0,157)^2 + \frac{(0,13 + 0,157) \times 6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$\Rightarrow p = -0,068 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0,157)^3 - (0,13 + 0,157)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$\Rightarrow q = 0,062 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -9.09 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 154,24^\circ, \quad a = 0,3$$

$$Y_1 = 19\text{cm}; \quad Y_2 = -30\text{cm}; \quad Y_3 = 11,04\text{cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < H = 15\text{cm}$$

$$Y_1 = 19 \text{ cm} \Rightarrow Y_1 + C = 3.3 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$Y_2 = -30 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 + C = -45.7 \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

$$Y_3 = 11.04 \text{ cm} \Rightarrow Y_3 + C = -4.66 \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Donc on choisit } Y_c = 19\text{cm} \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 3.3\text{cm}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 2.1 \times 10^{-4} \text{ m}^3.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.74 \times 10^{-3}}{2.1 \times 10^{-4}} \times 0.033 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.744 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4.74 \times 10^{-3}}{2.1 \times 10^{-4}} (0.13 - 0.033) \Rightarrow \sigma_s = 32.84 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 240 \text{ Mpa.}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère

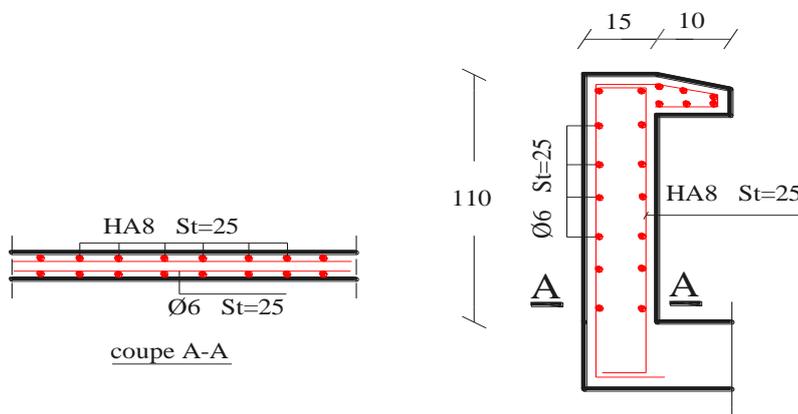


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude de l'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

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

- L_y : Longueur de l'ascenseur=195cm.
- L_x : Largeur de l'ascenseur=165cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

$$\text{Donc : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3\text{KN}.$$

III.5.1. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a $l_x = 1.65\text{m}$ et $l_y = 1.95\text{m}$ donc une surface $S = 1.65 \times 1.95 = 3.2175\text{m}^2$.

$$\rho < 0.4 \Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.77\text{cm} \leq e \leq 4.25\text{cm}$$

$$e \geq 11\text{cm} \rightarrow 2H \text{ de coupe-feu}$$

$$e \geq 13\text{cm} \rightarrow \text{isolation phonique}$$

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

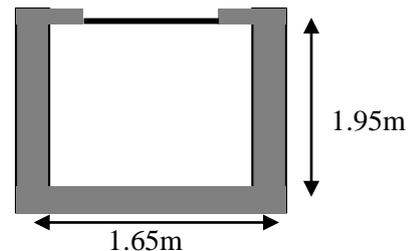


Figure III.18: Cage d'ascenseur.

III.5.1.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6\text{KN/m}^2$$

Poids du mortier de pose de 3cm.

$$G_3 = 0.1\text{KN/m}^2$$

Poids de l'isolant thermique.

$$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66\text{KN/m}^2$$

Poids de la forme de pente méta chape.

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44\text{KN/m}^2$$

Poids du revêtement dallage colle.

$$G' = 5.55\text{KN/m}^2.$$

Somme de G_1, G_2, \dots, G_5 .

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.65 \times 1.95} = 45.06\text{N/m}^2.$$

Poids de la machine.

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 50.61\text{KN/m}^2.$$

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

III.5.1.2.Cas d'une charge répartie

III.5.1.2.1.Calcul des sollicitations

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 69.83 \text{KN/m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.24 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6,69 \text{KN.m}$

III.5.1.2.2.Calcul du moment réel

- **En travée :**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.854 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.68 \text{KN.m}$

- **En appui :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.77 \text{KNm}$$

On vérifie que :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 11.551 > 11.55 \\ M_g = 0.3 \times M_0 = 2.77 \text{KN} \\ M_d = 0.5 \times M_0 = 4.62 \text{KN} \\ M_t = 0.85 \times M_0 = 7.854 \text{KN} \end{cases} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.5.1.2.3.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 $d_x \approx d_y = 13 \text{cm}$.

Tableau III.27 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)
Travée	x-x	7.845	0,0339	0,0431	0,1277	1,82
	y-y	5.68	0,0245	0,0311	0,1283	1,31
appui	y-y x-x	-2,77	0,0119	0,015	0,1292	0,637

a) Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33MPa \\ S_{tx} \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_{tx} \leq 33cm \\ S_{ty} \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_{ty} \leq 45cm \end{cases}$$

$$\tau^{\text{lim}} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa$$

V_u (KN)	τ_u (Mpa)	τ^{lim} (Mpa)	observation	τ_{adm} (Mpa)	observation
36.65	0.28	1.16	A_t , son pas nécessaire	3.33	Vérifier

- Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ $e = 15$ cm; $b = 100$ cm; $\rho = 0.87$

Tableau III.28: vérification de la section d'acier.

Sens	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_t^y	$A_t^x / 4$	A_{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.278	25	1.2	> 0.3195	en travée et en appui: $A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$
y-y	1.2	25			en travée et en appui: $A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

b) Vérification a l'ELS

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{totale}} + Q = 49.29 + 1 = 50.29 \text{KN/m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.28 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.524 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6,86 \text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,54 \text{KNm}$$

On a une fissuration Peut nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

- **Etat limite de compression du béton**

$$A_x = 3.14 \text{cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 13 \text{cm}$$

$$\text{On trouve : } y = 3.059 \text{cm}, \quad I = 5608.7 \text{cm}^4$$

Travée : Sens $x-x'$:

$$\sigma_{bc} = 3.74 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Sens $y-y'$:

$$\sigma_{bc} = 3.02 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Appuis : $\sigma_{bc} = 1.32 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$

- **Vérification de la flèche**

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Selon $x-x'$:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}} \right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 0.15 \geq 0.0375 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche est inutile.

III.5.1.3.Cas d'une charge concentrée

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 elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

l_y et b_0 : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

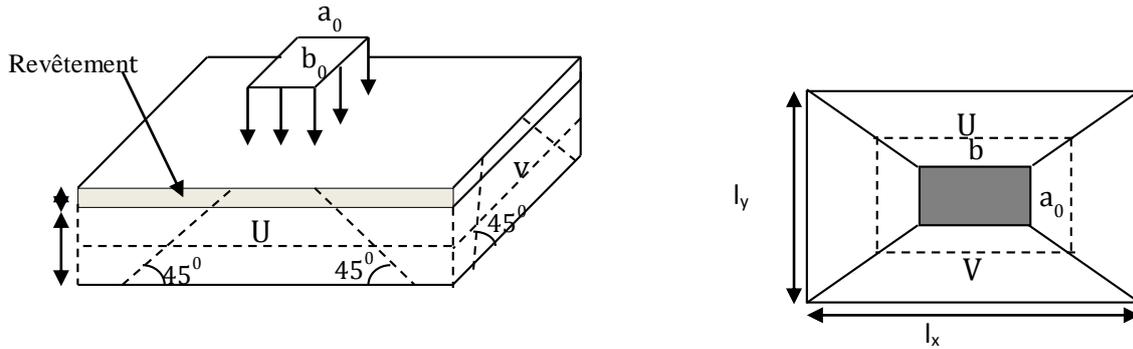


Figure III.19 : Schéma représentant la surface d'impact.

On a une vitesse : $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \end{cases}$

III.5.1.3.1. Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage

a) Calcul à l'ELU :

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

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

$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.605KN$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.87 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{103}{170} = 0,605 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{103}{195} = 0,528$$

En utilisant l'abaque de **Piguaut** on obtient :

$M_1 = 0.089 ; M_2 = 0.073$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times M_1 \\ M_{y1} = Q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.089 = 8.68KN.m \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.073 = 7.12KN.m \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle a l'ELU :

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 1 = 8.925 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.25 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.908 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.93 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.028 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x \approx d_y = 13 \text{ cm}$ et

En travée : $M_t^x = 0.85 \times 9.93 = 8.44 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times 8.028 = 6.82 \text{ KN.m}$$

En appuis : $M_a^y = M_a^x = -0.3 \times 9.93 = -2.97 \text{ KNm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III -29 : La section d'armature.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm²/ml)	A_a calculé (cm²/ml)
Sens x-x'	8,44	2,97	1,9	0,662
Sens y-y'	6,82	2,97	1,53	0,662

- **Vérification a l'ELU :** On a un chargement concentré et FPN

$$St \leq \begin{cases} \min(3e; 25 \text{ cm}) \rightarrow xx \\ \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow yy \end{cases} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Tableau III -30 : Vérification de la section d'acier.

Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _t ^y	A _t ^x /4	A _{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.278	25	1.2	> 0.3195	en travée et en appui: A _t ^x = 4T10 = 3.14cm ²
y-y	1.2	25			A _t ^y = 4T10 = 3.14cm ²

• **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (108 + 108)$$

$$U_c = 432 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que 97.60 KN ≤ 486KN

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

On a v = u ⇒ au milieu de u : V_u = $\frac{Q_u}{3 \times v} = 30.12 \text{ KN}$

τ_u = 0.23MPa ≤ τ̄_u = 3.33MPaC'est vérifié.

Diamètre maximum des barres ϕ_{max} < $\frac{h}{10} = 15 \text{ mm.}$

ϕ_{max} = 10mm < 15mm.

a) Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage: q_{ser} = g = 72.3KN

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 7.49 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 6.56 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : q_{ser} = 5.5 + 1 = 6.5KN

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.044 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.843 \text{KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :
$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.534 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.403 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis :
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times 8.534 = 7,25 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times 7.403 = 6,29 \text{KN.m} \\ M_{ax} = 0,3 \times 8.534 = 2,56 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

Le calcul de se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = d_y = 13 \text{cm}$ et

Les résultats sont résumés dans le suivant :

Tableau III -31 : Résultat des calculs.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t adopté (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)
Sens x-x'	7,25	4.26	4T10=3.14	3.05	5608,7
Sens y-y'	6,29	2,56	4T10=3.14	3.05	5608,7

En travée

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 3,95 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 3,43 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$

En appuis $\sigma_{bc} = 1,39 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Selon x-x' :

$$\begin{cases} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}} \right) l_x \Rightarrow \begin{cases} e = 0.15 \geq 0.0424 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{cases} \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées Donc le calcul de la flèche est inutile.

- **Schéma de ferrailage**

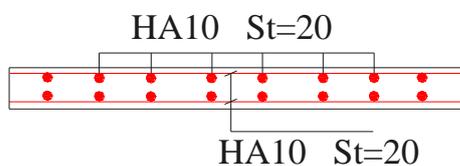


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (5) niveaux ou (17m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article **(3.4. A.1.a) du RPA99/** version 2003, la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.1. Méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.1.1. La méthode statique équivalente

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Condition d'application de la méthode

- D'après le RPA 99 (Art 4.1.2), les conditions d'applications de la méthode statique sont :
- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
 - Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

➤ Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

Avec :

- ✓ **A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99 (Tableau 4.1)**
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- ✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{(RPA99 Art 4.2.3)}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. Tableau 4.7

$$\text{Dans notre cas le sol est ferme (Site } S_2) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{(RPA99 Art 4.2.3)}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (RPA99. tableau 4.2)

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne: $\xi = 8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,82$$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T * (h_N)^{3/4} \\ T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{(RPA99 art 4.2.4)}$$

Avec :

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

$h_N = 34.06 \text{ m}$

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad (\text{tableau 4.6 du RPA 99/2003})$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 22.1 \text{ m} \\ L_y = 24.60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.652 \text{ sec} \\ T_y = 0.62 \text{ sec} \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.652; 0.704) = 0.847\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.62; 0.704) = 0.806\text{s} \end{cases}$$

• Calcul de D

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0.4 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.65)^{\frac{2}{3}} = 1.48$$

$$D_y = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.62)^{\frac{2}{3}} = 1.53$$

✓ **Q** : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	P_q	Observé	P_q
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	NON	0.05	NON	0.05
4- Régularité en élévation	OUI	0	NON	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6- Contrôles d'exécution	OUI	0	OUI	0
Total	$Q_x = 1.15$		$Q_y = 1.20$	

✓ **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 à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a un seul niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Tableau IV.2: Poids total de la structure

Niveau	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (KN)
34.06	196.14	22.56	200.652
31.36	2873.524	537.141	2980.95
28.48	4144.1	541.2	4252.34
25.6	4189.74	541.2	4297.98
22.72	4189.74	541.2	4297.98
19.84	4241.74	541.2	4349.98
16.96	4293.77	541.2	4402.01
14.08	4293.77	541.2	4402.01
11.2	4351.91	541.2	4460.15
8.32	4410.04	541.2	4518.29
5.44	3431.68	136	3458.88
0.00	1549.53	520.9	1862.07

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 43483.292 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.48 \times 1.15}{5} \times 43483.292 = 2220.25 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.53}{5} \times 43483.292 = 2395.06 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale

A. Par Accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

B. Méthode spectrale modale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

B.1. Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (**spectre**).

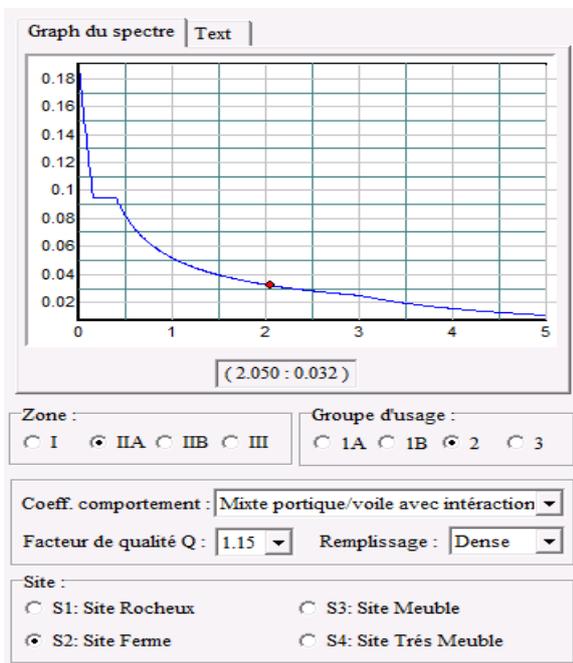


Figure IV-1 : Spectre de réponse (sens x-x)

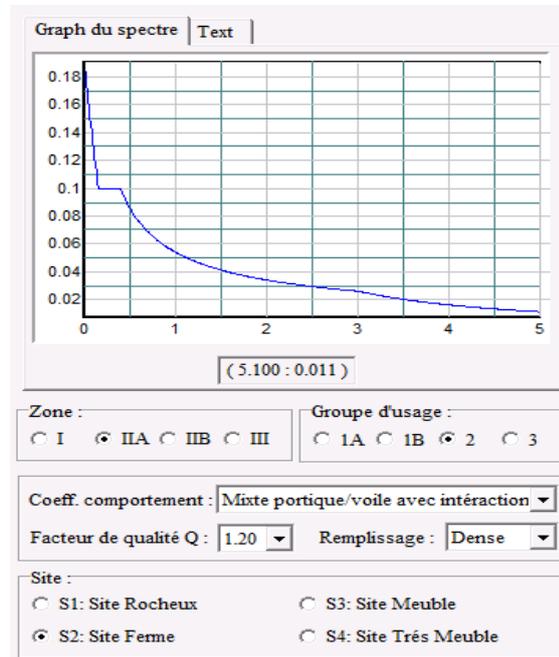


Figure IV-2 : Spectre de réponse (sens y-y)

B.2. Les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000 Version14.2.2

IV.2. Disposition des voiles :

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

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

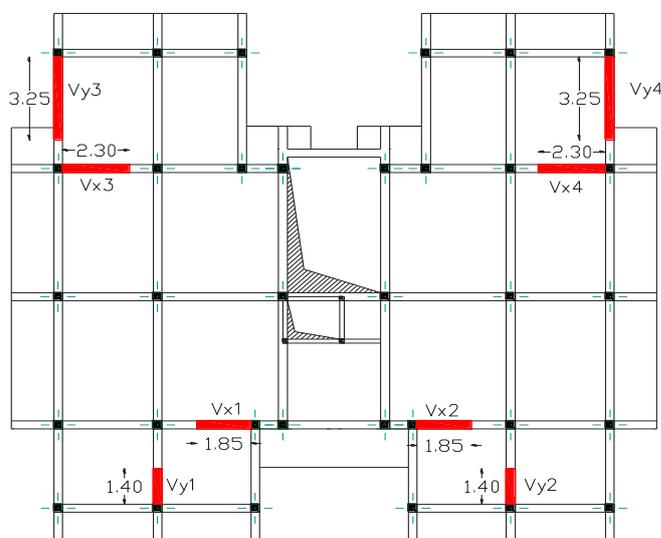


Figure IV-3 : Disposition des voiles

IV.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 l'article 4.3.4 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3: Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	période T(s)	Mode individuel(%)			Somme cumulée(%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.83519	0.66854	8.091E-05	7.178E-08	0.66854	8.091E-05	7.178E-08
2	0.78787	9.406E-05	0.64757	0.0000113	0.66863	0.64765	1.137E-05
3	0.76927	0.00079	7.163E-05	4.773E-09	0.66943	0.64772	1.138E-05
4	0.25579	0.14058	1.895E-05	2.834E-09	0.81	0.64774	1.138E-05
50	0.09673	0.00021	4.106E-07	0.16406	0.89982	0.8675	0.27563
51	0.0951	0.00261	0.00017	0.00183	0.90243	0.86767	0.27745
91	0.08367	6.135E-06	0.00039	0.20164	0.92573	0.87222	0.50363
92	0.08156	0.00462	0.06668	0.00033	0.93034	0.9389	0.50396
93	0.07914	0.00024	0.00065	0.00286	0.93058	0.93955	0.50682
94	0.07884	0.0011	0.00562	0.02596	0.93168	0.94517	0.53278
95	0.07861	0.00024	0.00663	0.05276	0.93192	0.95181	0.58554

Analyse des résultats :

On constate que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99.V2003 majorée de 30 %.

$$(T_y = 0.802s \leq T_{s_y} = 0.806s ; T_x = 0.842s \leq T_{s_x} = 0.847s).$$

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation suivant le sens X tel que montré sur la figure IV-3. et on constate que le 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant Y tel que montré sur la figure IV-4. et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV-5.

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

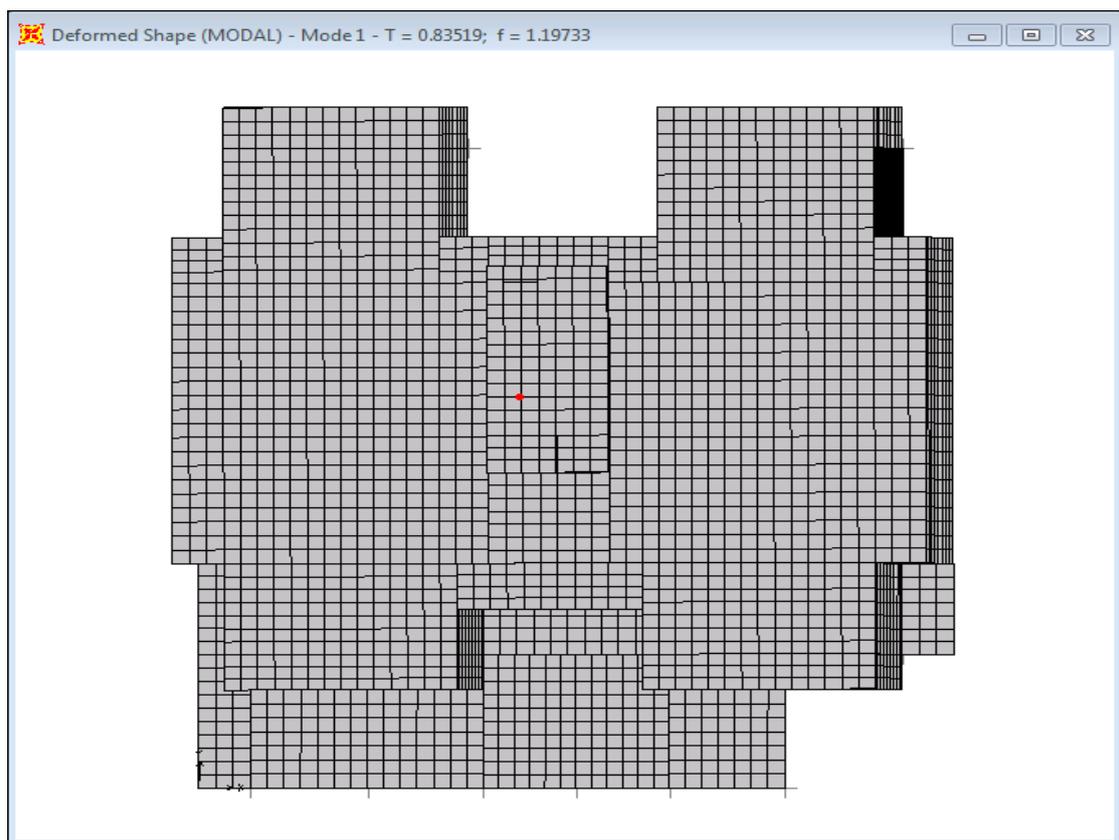


Figure IV-4 : 1^{er} Mode de vibration (T=0.835s translation suivant X)

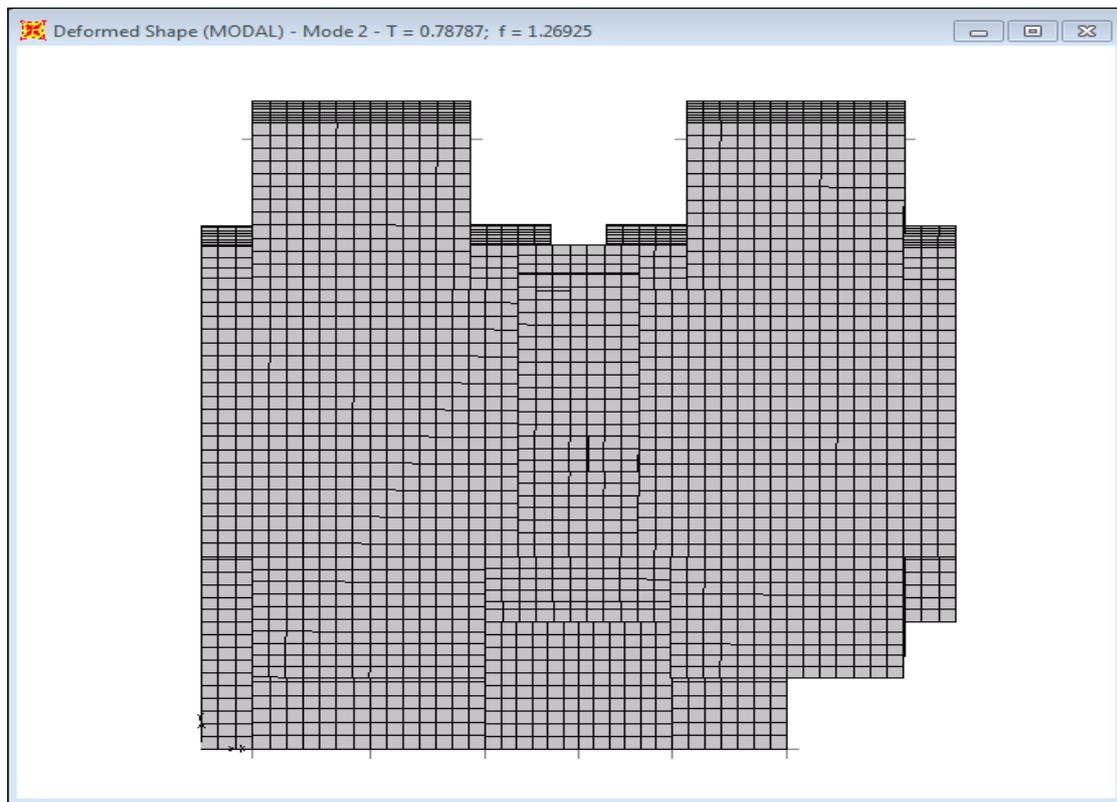


Figure IV-5: 2^{ème} Mode de vibration (T=0.787s translation suivant Y)

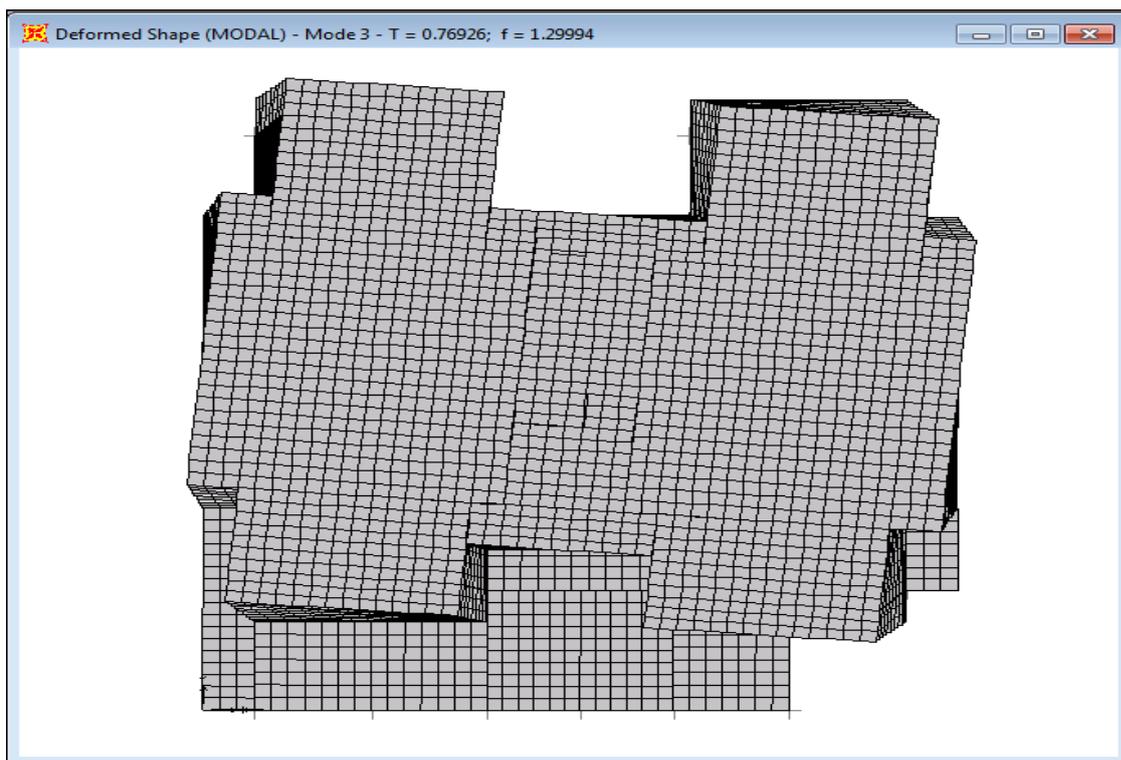


Figure IV-6: 3^{ème} Mode de vibration (T=0.769s rotation autour de L'Axe Z)

IV.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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} , nous avons :

Tableau IV.4: Vérification de l'effort tranchant à la base

force sismique	Vstatique(KN)	0.8Vstatique(KN)	Vdynamique(KN)	Observation
Sens x-x	2220.25	1776.2	2008.895	Vérifiée
Sens y-y	2395.06	1916.048	2116.032	vérifiée

IV.3.3. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

- **Sous charges verticales**

Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% .$$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges verticale.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise(%)	
	portiques	voiles	portiques	voiles
Sous-sol	16231.923	2868.746	84.980913	15.019087
RDC	15400.565	3627.112	80.937705	19.062295
E1	40820.894	6246.392	86.728804	13.271196
E2	34917.034	6724.158	83.852148	16.147852
E3	29948.842	6200.034	82.848612	17.151388
E4	25766.518	5016.034	83.704944	16.295056
E5	21178.902	4290.438	83.154499	16.845501
E6	16759.372	3530.479	82.599779	17.400221
E7	12304.18	2388.644	83.742785	16.257215
E8	8115.303	1116.309	87.907757	12.092243
E9	3976.445	565.596	87.547536	12.452464

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et l'épaisseur des voiles comme suit :

Etages	Poteaux (cm ²)	Etages	Voiles (cm)
S-sol, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60*60	S-sol, RDC	25
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	1 ^{er} au 3 ^{eme} étage	20
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	50*50	4 ^{eme} au 9 ^{eme} étage	15
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	45*45	/	/
9 ^{eme} et Toiture de la CE	40*40	/	/

- **Sous charges horizontales**

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6: Vérification de l'interaction sous charges horizontale.

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)
Sous-sol	52.078	53.225	49.4553	50.5446	70.472	19.055	78.7159	21.2840
RDC	39.208	95.362	29.1357	70.8642	27.69	67.715	29.0236	70.9763
E1	1122.625	817.893	57.8518	42.1481	908.406	1144.464	44.2505	55.7494
E2	875.134	1010.012	46.4226	53.5773	725.323	1230.529	37.0847	62.9152
E3	894.601	872.255	50.6323	49.3676	724.341	1101.188	39.6784	60.3215
E4	979.045	628.553	60.9011	39.0988	831.748	818.842	50.3909	49.6090
E5	835.402	594.71	58.4151	41.5848	704.503	754.607	48.2830	51.7169
E6	815.423	429.82	65.4830	34.5169	705.233	556.817	55.8799	44.1200
E7	628.271	405.388	60.7812	39.2187	541.994	416.589	56.5411	43.4588
E8	552.859	108.645	83.5760	16.4239	496.559	228.6	68.4758	31.5241
E9	429.128	57.494	88.1850	11.8149	404.503	133.27	75.2181	24.7818

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de poteau.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

Le tableau ci-dessous présente la vérification de l'effort normale réduit dans le poteau le plus sollicité.

Tableau IV.7: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	v	Condition
E1	2755.993	60*60	0.30622144	vérifier
E2	2428.294	60*60	0.26981044	vérifier
E3	2115.168	55*55	0.27969164	vérifier
E4	1798.997	55*55	0.2378839	vérifier
E5	1485.041	50*50	0.23760656	vérifier
E6	1178.009	50*50	0.18848144	vérifier
E7	872.159	45*45	0.17227832	vérifier
E8	571.16	45*45	0.11282173	vérifier
E9	271.354	40*40	0.0678385	vérifier

IV.3.5. Vérification vis-à-vis 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

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e. \quad \text{RPA (article 5.10)}$$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y.

Niveaux	sens X-X						sens Y-Y					
	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 (%)	
0	2.1E-03	0.0105	0	0.0105	248	4.2E-05	0.0023	0.0115	0	0.0115	4.6E-05	
5.44	0.043	0.2135	0.010	0.203	544	0.00037	0.018	0.09	0.0115	0.0785	0.0001	
8.32	0.113	0.567	0.213	0.3535	288	0.00122	0.077	0.385	0.09	0.295	0.0010	
11.2	0.258	1.2915	0.567	0.7245	288	0.00251	0.2062	1.031	0.385	0.646	0.0022	
14.08	0.434	2.1675	1.291	0.876	288	0.00304	0.3698	1.849	1.031	0.818	0.0028	
16.96	0.62	3.1015	2.167	0.934	288	0.00324	0.5518	2.759	1.849	0.91	0.0031	
19.84	0.807	4.0365	3.101	0.935	288	0.00324	0.739	3.695	2.759	0.936	0.0032	
22.72	0.982	4.9095	4.036	0.873	288	0.00303	0.9184	4.592	3.695	0.897	0.0031	

25.6	1.142	5.7105	4.909	0.801	288	0.00278	1.0865	5.432	4.592	0.8405	0.0029
28.48	1.281	6.4035	5.7105	0.693	288	0.00240	1.2364	6.182	5.432	0.7495	0.0026
31.36	1.4	7.002	6.4035	0.5985	288	0.00207	1.3693	6.845	6.182	0.6645	0.0023

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k\max} = 0.935 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2.88 \text{ cm}$$

$$Sens(y) : \Delta_{k\max} = 0.936 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 2.88 \text{ cm}$$

IV.3.6. 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 est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- 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 moyens 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 présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9 : Vérification à L'effet P- Δ .

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1	2.48	17344.622	0.0105	105.303	0.0069737	0.0115	89.527	0.0089837
2	5.44	17629.138	0.203	134.57	0.0488855	0.0785	95.405	0.0266643
3	2.88	38172.753	0.3535	1940.518	0.0241453	0.295	2052.87	0.0190468
4	2.88	33111.557	0.7245	1885.146	0.0441856	0.646	1955.852	0.0379738
5	2.88	28177.547	0.876	1766.856	0.048508	0.818	1825.529	0.0438405
6	2.88	23298.023	0.934	1607.598	0.0469998	0.91	1650.59	0.0445994
7	2.88	18551.681	0.935	1430.112	0.0421146	0.936	1459.11	0.0413217
8	2.88	13418.784	0.873	1245.243	0.0326649	0.897	1262.05	0.0331159
9	2.88	8423.189	0.801	1033.659	0.0226641	0.8405	958.583	0.0256444
10	2.88	4133.988	0.693	661.504	0.0150376	0.7495	725.159	0.0148359
11	2.88	0	0.5985	486.622	0	0.6645	537.773	0

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. 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.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G + E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations les plus défavorable suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.1 Recommandations du RPA99/Version 2003

V.1.1.1 Armatures longitudinales

(Article 7.4.2.1)

Les Armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
- $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.
- La distance des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

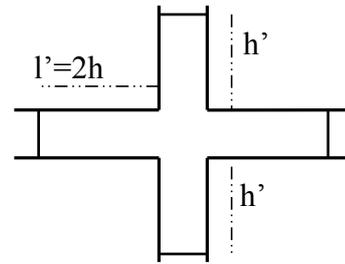


Figure. V.1 : Zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
S-sol,RDC,1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60*60	28.8	144	216
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	24.2	121	181.5
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	50*50	20	100	150
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	45*45	16.2	81	121.5
9 ^{eme} étage	40*40	12.8	64	96
Pot Asc	25*25	5	25	37.5

V.1.1.2 Armatures transversales (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

V_u : L'effort tranchant max dans le poteau.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g : \text{l'élanement géométrique}).$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la sections droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. (zone IIa)
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. (zone IIa)

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	N _{max} et M _{cor}		N _{min} et M _{cor}		M _{max} et N _{cor}	
	KN	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN
S-Sol,RDC,1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	2755.993	23.9101	-949.673	48.2222	160.25	2513.113
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	2115.168	55.9824	-410.017	2.8929	105.7165	400.971
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	1485.041	58.8095	-85.696	3.922	104.868	651.566
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	872.159	57.026	-27.746	3.996	85.8585	336.121
9 ^{eme} étage	318.003	25.92	-52.155	3.1521	86.1308	255.802
Pot Asc	531.122	1.55	-11.147	6.067	18.81	214

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux de RDC.

Niveaux	N _{max} et M _{cor}		N _{min} et M _{cor}		M _{max} et N _{cor}	
	KN	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN
RDC	1498.584	716.26	422.39	68.998	604.02	1465.53

Remarque : Les poteaux de RDC : on s'intéresse uniquement sur les poteaux qui soumise au poussé de terre.

V.1.3. Ferrailage des poteaux

V.1.3.1. Armatures longitudinales

Les sections de ferrailage sont calculées à la flexion composée en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Comb	A _{cal} (cm ²) Socotec	A _{min} (cm ²) RPA	A _{adop} (cm ²)	Choix des armatures
SSol,RDC,1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60*60	2755.993	23.9101	ELU	0.00	28.8	33.17	8HA20+4HA16
		-949.673	48.2222	0.8G+E _y	32.34			
		2513.113	160.25	G+Q+E _x	0.00			
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	2115.168	55.9824	ELU	0.00	24.2	24.89	4HA20+8HA14
		-410.017	2.8929	0.8G+E _y	12.12			
		400.971	105.7165	G+Q+E _y	0.74			
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	50*50	1485.041	58.8095	ELU	0.00	20	20.61	4HA20+4HA16
		-85.696	3.922	0.8G+E _y	2.96			
		651.566	104.868	G+Q+E _y	0.00			
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	45*45	872.159	57.026	ELU	0.00	16.2	17.09	4HA20+4HA12
		-27.746	3.996	0.8G+E _y	8.74			
		336.121	85.8585	G+Q+E _y	3.04			
9 ^{eme} étage	40*40	318.003	25.92	ELU	0.00	12.8	14.2	4HA16+4HA14
		-52.155	3.1521	0.8G+E _y	2.02			
		255.802	86.1308	ELU	7.42			
Pot Asc	25*25	531.122	1.55	ELU	0.00	5	6.16	4HA14
		-11.147	6.067	0.8G+E _y	1.92			
		214	18.81	G+Q+E _y	0.00			

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux de RDC

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Comb	A _{cal} (cm ²) Socotec	A _{min} (cm ²) RPA	A _{adop} (cm ²)	Choix des armatures
RDC	60*60	1498.584	716.26	ELU	A _{inf} =34.56	28.8	36.23	4HA20+2HA16+4HA25
		1465.53	604.02	ELU	A _{inf} =24.04			
		422.39	68.998	0.8G+Ex	0		16.59	4HA20+2HA16

Voir le schéma de ferrailage des poteaux dans le Tableau V.9.

V.1.3.2. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Section cm ²	φ ₁ ^{min} (cm)	L _f (cm)	λ _g	V _u (KN)	t (zone nodale)	t (zone courante)	A _t (cm ²)	A _{tmin} (cm ²)	A _{t opt} (cm ²)	nbre de barres
60*60	1.6	201.6	3.36	128.46	10	15	2.51	3.51	4.15	4HA10+2HA8
55*55	1.4	201.6	3.66	148.45	10	15	3.16	3.50	4.15	4HA10+2HA8
50*50	1.6	201.6	4.03	136.17	10	15	3.19	3.12	3.14	4HA10
45*45	1.2	201.6	4.48	107.23	10	15	2.72	3.10	3.14	4HA10

40*40	1.4	201.6	5.04	73.96	10	15	2.6	1.80	3.14	4HA10
PotAsc	1.4	201.6	8.06	17.75	10	15	0.66	1.12	1.57	2HA10

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}) \Rightarrow \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66\text{mm}$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.1.4. Vérifications

V.1.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **CBA93 (art B.8.2.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur de $l_0=5.04\text{m}$ et un effort normal de $N_{max}=1917.25\text{ KN}$

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

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

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 3.53\text{m}$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.173\text{m}$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{3.53}{0.173} = 20.38 \Rightarrow \alpha = 0.796$

$B_r = 0.3364\text{ m}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0.796 \times \left(\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5877.16\text{KN}$$

On a $N_{max} = 1917.25 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

Tableau V-5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	i(cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r . (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
RDC	60*60	544	380.8	17.32	21.98	0.789	33.17	3364	5825.47	1917.25
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60*60	288	201.6	17.32	11.64	0.83	33.17	3364	6128.19	2755.993
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	288	201.6	15.88	12.69	0.83	24.89	2809	5036.1	2115.168
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	50*50	288	201.6	14.43	13.97	0.82	20.61	2304	4086.49	1485.041
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	45*45	288	201.6	12.99	15.52	0.78	17.09	1849	3134.43	872.159
9 ^{eme} étage	40*40	288	201.6	11.55	17.45	0.81	14.2	1444	2594.58	318.003
Pot Asc	25*25	288	201.6	7.22	27.92	0.75	6.16	529	895.41	531.122

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.4.2.Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ;$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

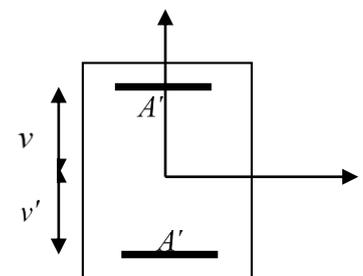


Fig.V.2. Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
SSol,RDC,1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60*60	57	33.17	33.28	26.72	1398670.97	2016.771	17.562	6.91	15
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	52	24.89	30.19	24.81	962034.96	1547.63	41.083	7.15	15
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	50*50	47	20.61	27.42	22.58	653995.15	1086.343	43.187	6.79	15
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	45*45	42	17.09	24.69	20.31	428242.56	637.791	41.898	6.01	15
9 ^{eme} étage	40*40	37	14.2	21.99	18.01	267658.41	232.917	18.584	3.19	15
Pot Asc	25*25	22	6.16	13.72	11.28	39817.13	387.39	1.129	7.42	15

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.1.4.3. Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V-7: Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
S-sol;RDC;1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60*60	201.6	3.36	0.04	57	128.46	0.375	1
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	201.6	3.66	0.04	52	148.45	0.52	1
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	50*50	201.6	4.03	0.04	47	136.17	0.579	1
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	45*45	201.6	4.48	0.04	42	107.23	0.567	1
9 ^{eme} étage	40*40	201.6	5.04	0.075	37	73.96	0.499	1.875
Pot Asc	25*25	201.6	8.06	0.075	22	17.75	0.322	1.875

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r = 40\Phi_{\max} \text{ en zone I et II}$$

S-Sole au 8^{ème} étage : $\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 80 \text{ cm}$

9^{ème} étage et terrasse : $\Phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 70 \text{ cm}$

Pot Asc : $\Phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

- **Les zones nodales**

La zone nodale est définie par h' tel que :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right).$$

h_e : hauteur d'étage.

(b_1, h_1) : section de poteau.

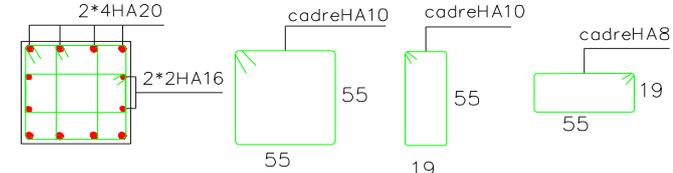
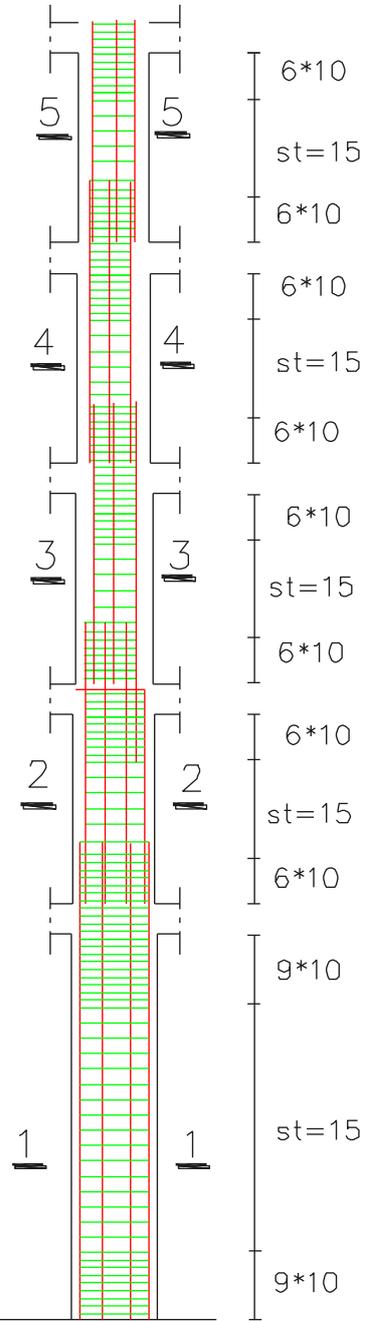
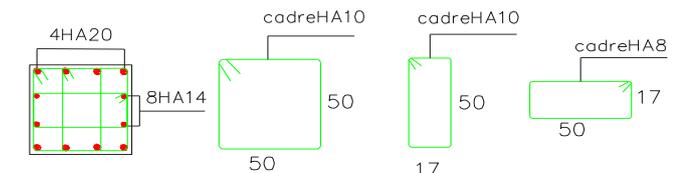
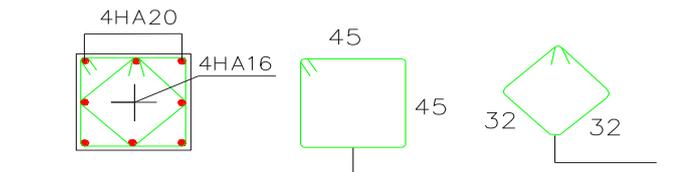
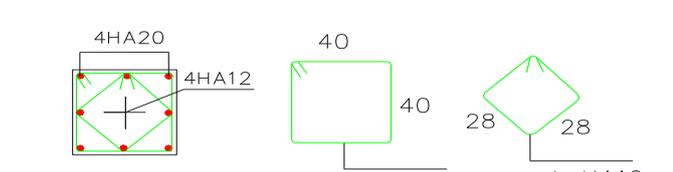
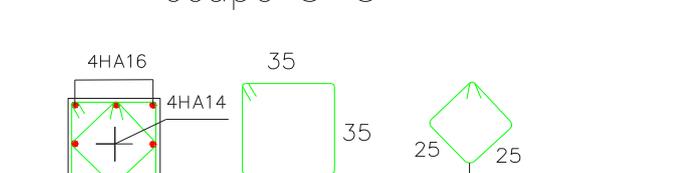
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

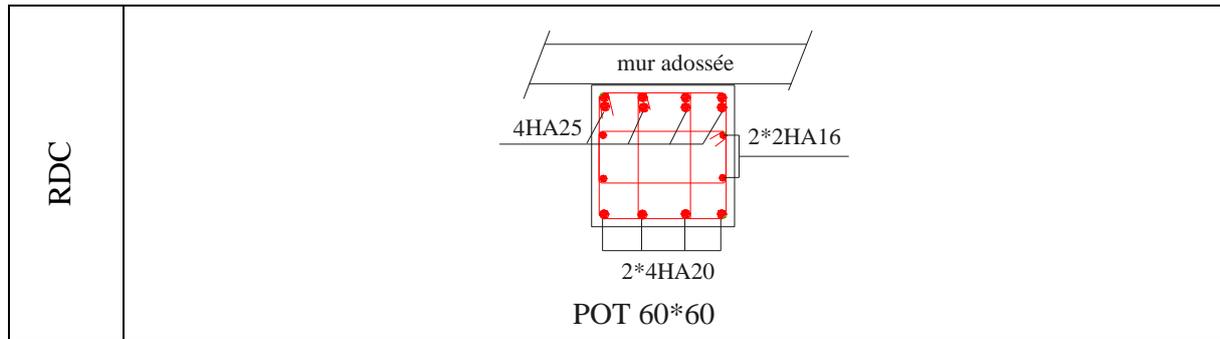
Tableau V-8: Zones nodales dans les poteaux

Niveaux	h_e (cm)	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\frac{h_e}{6}$	h' (cm)
s-sole	248	60	60	41.33	60
RDC	544	60	60	90.66	90
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	288	60	60	48	60
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	288	55	55	48	60
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	288	50	50	48	60
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	288	45	45	48	60
9 ^{ème} étage et terrasse	288	40	40	48	60
Pot Asc	288	25	25	48	60

V.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V-9 : ferrailage des différents poteaux

étages	Schéma de ferrailage des poteaux	Disposition constructive
Ssol+RDC+1 ^{er} +2 ^{ème} étage	<p>coupe 1-1</p>  <p>POT 60*60</p>	
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	<p>coupe 2-2</p>  <p>POT 55*55</p>	
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	<p>coupe 3-3</p>  <p>POT 50*50</p>	
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	<p>coupe 4-4</p>  <p>POT 45*45</p>	
9 ^{ème} étage	<p>coupe 5-5</p>  <p>POT 40*40</p>	



V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

- 1) $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8 \times G + E$
- 6) $0.8 \times G - E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003

V.2.1.1. Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_1^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi_{\max}$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.2.1.1. Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$, Zone nodale (Zone II).

- $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement.

V.2.2. Ferrailage des poutres

V.2.2.1. Les armatures longitudinales

Tableau V-10 : Armatures longitudinales des poutres

Dalle	Type de poutre	Section	Local	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopté} (Cm ²)	N ^{bre} de barres
S-sol (commerciale)	Poutre principale	30*40	Appui	121.86	154.16	10.60	6	10.65	3HA14+3HA16
			Travée	64.14		5.22		6.88	3HA14+2HA12
	Poutre secondaire	30*35	Appui	29.59	51.46	2.71	5.25	3.39	3HA12
			Travée	14.51		1.31		3.39	3HA12
RDC	Poutre principale	30*40	Appui	89.24	120.55	7.47	6	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	48.42		3.88		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30*35	Appui	84.39	65.85	8.37	5.25	9.42	3HA12+3HA16
			Travée	27.94		2.56		3.39	3HA12
1 ^{re} au 8 ^{eme} étage (habitat)	Poutre principale	30*40	Appui	145.21	189.81	13.04	6	14.04	3HA14+3HA20
			Travée	130.29		11.46		12.06	6HA16
	Poutre secondaire	30*35	Appui	151.64	218.75	17.28	5.25	19.35	3HA14+3HA25
			Travée	126.72		13.61		14.04	3HA14+3HA20
9 ^{eme} étage (terrasse acc)	Poutre principale	30*40	Appui	97.57	109.25	8.24	6	9.24	6HA14
			Travée	50.95		4.09		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	30*35	Appui	128.52	95.307	13.86	5.25	14.04	3HA14+3HA20
			Travée	46.20		4.33		4.62	3HA14

• **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003** (Art 7.5.2.1)

$\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r = 70\text{ cm}$.

$\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{ cm}$.

$\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r = 50\text{ cm}$.

V.2.2.2. Les armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$
 BAEL91 (article H.III.3)

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

- **Poutres principales**

$$\varnothing_t < \min \left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10} \right) \text{ mm, donc on prend } \varnothing_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Poutres secondaires**

$$\varnothing_t < \min \left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10} \right) \text{ mm, donc on prend } \varnothing_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **Espacement S_t d'armatures transversales**

1-Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 29.25 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 67 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 13.03 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2-Selon le RPA99

- **Poutres principales**

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\varnothing_{\min}) = 10 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$. Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\varnothing_{\min}) = 8.75 \text{ cm}$ soit $S_t = 8 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$. Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

V.2.2.3. Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (=2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.3. Vérification à l'ELU

V.2.3.1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V-11 : Vérification de la section minimale.

Poutres	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Principales	1.35	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.17	2.01	Vérifiée

V.2.3.2. Contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

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

Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.18981	1.687	Vérifiée
Secondaires	0.21875	2.24	Vérifiée

V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement aux voisinages des appuis

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$.

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 * d})$.

Tableau V-13 : Vérification des armatures longitudinales 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	14.04	189.81	145.21	5.46	-6.91	Vérifiée
Secondaires	19.35	218.75	151.64	6.29	-8.61	Vérifiée

V.2.3.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99** (Article 7.4.2.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

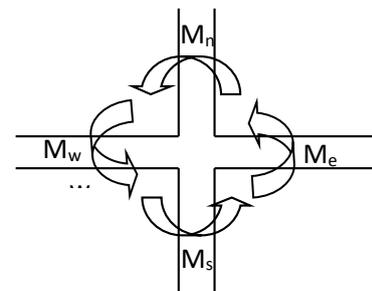


Figure V.3 : La zone nodale

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1- Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
SSol, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60*60	51	33.17	588.41
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	46.75	24.89	404.73
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	50*50	42.5	20.61	304.67
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	45*45	38.25	17.09	227.37
9 ^{eme} étage	40*40	34	14.2	167.93

2- Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux

Tableau V.15 : Moments résistant dans les poutres

Niveaux	Poutres principales (plan YY)			Poutres secondaires (plan XX)		
	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-Sol	34	10.65	125.95	29.75	3.39	35.08
RDC	34	8.01	94.73	29.75	9.42	97.47
1 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
2 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
3 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
4 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
5 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
6 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
7 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
8 ^{eme} étage	34	14.04	166.04	29.75	19.35	200.23
9 ^{eme} étage	34	9.24	109.27	29.75	14.04	145.28

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales

Niveaux	Plan	M _s	M _n	M _s +M _n	M _w	M _e	1.25 (M _w + M _e)	Observation
Sous-Sol	XX	588.41	588.41	1176.82	35.08	35.08	87.7	Vérifiée
	YY	588.41	588.41	1176.82	125.95	125.95	314.87	Vérifiée
RDC	XX	588.41	588.41	1176.82	97.47	97.47	243.67	Vérifiée
	YY	588.41	588.41	1176.82	94.73	94.73	236.82	Vérifiée
1 ^{ème} étage	XX	588.41	588.41	1176.82	200.23	200.23	500.57	Vérifiée
	YY	588.41	588.41	1176.82	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	XX	588.41	588.41	1176.82	200.23	200.23	500.57	Vérifiée
	YY	588.41	588.41	1176.82	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
3 ^{ème} étage	XX	404.73	404.73	809.46	200.23	200.23	500.57	Vérifiée
	YY	404.73	404.73	809.46	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	XX	404.73	404.73	809.46	200.23	200.23	500.57	Vérifiée
	YY	404.73	404.73	809.46	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	XX	304.67	304.67	609.34	200.23	200.23	500.57	Vérifiée
	YY	304.67	304.67	609.34	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	XX	304.67	304.67	609.34	200.23	200.23	500.57	Vérifiée
	YY	304.67	304.67	609.34	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	XX	227.37	227.37	454.74	200.23	200.23	500.57	Non
	YY	227.37	227.37	454.74	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	XX	227.37	227.37	454.74	200.23	200.23	500.57	Non
	YY	227.37	227.37	454.74	166.04	166.04	415.1	Vérifiée
9 ^{ème} étage	XX	167.93	167.93	335.86	145.28	145.28	363.2	Non
	YY	167.93	167.93	335.86	109.27	109.27	273.17	Vérifiée

V.2.4. Vérifications à l'ELS

V.2.4.1. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

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

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

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

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

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

Tableau V.17 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Type de poutre	section	localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Principale	30*40	Appuis	87.37	114544.99	15.35	11.71	Vérifiée
		Travée	45.88	83915.73	12.98	7.09	Vérifiée
Secondaire	30*35	Appuis	101.04	118829.10	17.2	14.62	Vérifiée
		Travée	33.97	98101.34	15.46	5.35	Vérifiée

V.2.4.2. Vérification 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 devient nécessaire :

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

Tableau V.18 : Vérification de la flèche pour les poutres

Poutre	Position	h _t (cm)	b (cm)	l (cm)	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
principale	étage courant	40	30	470	12.06	39.58	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
principale	RDC	40	30	445	6.88	45.88	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
secondaire	étage courant	35	30	400	14.04	9.27	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres

Tableau V.19 : ferrailage des poutres

dalle		Schéma de ferrailage
Poutres principale	Poutres principale	
Sous-sol	Poutres principale	<p>Coupe 2-2</p>
		<p>Coupe 1-1</p>
	Poutres secondaire	<p>Coupe 2-2</p>
		<p>Coupe 1-1</p>

RDC	Poutres principale	<p style="text-align: center;"><u>Coupe 2-2</u></p>	<p style="text-align: center;"><u>Coupe 1-1</u></p>
	Poutres secondaire	<p style="text-align: center;"><u>Coupe 2-2</u></p>	<p style="text-align: center;"><u>Coupe 1-1</u></p>
	Poutres principale	<p style="text-align: center;"><u>Coupe 2-2</u></p>	<p style="text-align: center;"><u>Coupe 1-1</u></p>

	Poutres secondaire	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>Coupe 2-2</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>Coupe 1-1</u></p> </div> </div>
Terrasse accessible	Poutres principale	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>Coupe 2-2</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>Coupe 1-1</u></p> </div> </div>
	Poutres secondaire	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>Coupe 2-2</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>Coupe 1-1</u></p> </div> </div>

V.3. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\checkmark \text{ Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5 \quad ; \quad \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\begin{array}{lll} * 1.35G+1.5Q & * G+Q+E & * 0.8G+E \\ * G+Q & * G+Q-E & * 0.8G-E \end{array}$$

V.3.1. Recommandation du RPA

A. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.20%**.

$$A_{\min} = 0.20\% (L_t \times e)$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% b \times h$dans la zone courante.

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e.$$

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

F. La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte limite de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} < \tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

e : épaisseur du voile.

d : hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

h : hauteur totale de la section.

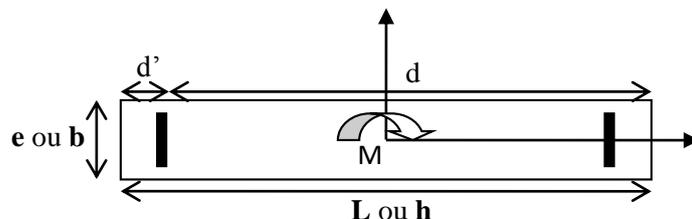


Figure V.4 : Schéma d'un voile plein

V.3.2. ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$)

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- $A_{v,min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- $N^{bre}/face$: nombre de barres adaptées par face.
- S_t : Espacement.
- A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- A_H^{adap}/ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- A_H^{adpt}/ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

1. Les sollicitations dans les 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 résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V.20 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens X-X.

Voile	Niveau	$N_{max} \rightarrow$ (KN)	M_{corr} (KN.m)	$N_{min} \rightarrow$ (KN)	M_{corr} (KN.m)	$M_{max} \rightarrow$ (KN.m)	N_{corr} (KN)	V (KN)
V_{x1}	s-sol,RDC	377.33	2.9	-613.36	12.011	12.011	-613.36	228.99
	E1 au E3	321.01	1	-363.744	8.38	23.03	178.76	94.21
	E4 au E9	187.17	18.07	-165.09	9.95	18.32	179.14	83.87
V_{x2}	s-sol,RDC	337.71	2.18	-442.35	7.86	10.46	-379.74	286.57
	E1 au E3	285.016	2.77	-320.948	14.76	22.81	48.74	100.97
	E4 au E9	188.13	8.6	-165.75	17.18	18.2	15.01	83.79
V_{x3}	E1 au E3	737.379	2.31	-1243.137	22	32.37	59.59	454.78
	E4 au E9	268.69	15.1	-236.049	23.86	25.07	25.91	115.32
V_{x4}	E1 au E3	748.71	2.09	-1260.69	1	32.19	280.39	468.63
	E4 au E9	268.73	24.85	-238.93	16.85	24.85	268.73	114.47

Tableau V.21 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens YY

Voile	Niveau	$N_{max} \rightarrow$ (KN)	M_{corr} (KN.m)	$N_{min} \rightarrow$ (KN)	M_{corr} (KN.m)	$M_{max} \rightarrow$ (KN.m)	N_{corr} (KN)	V (KN)
V_{y1}	s-sol,RDC	532.135	1	-659.287	7.34	20.26	-221.59	405.76
	E1 au E3	499.117	1	-550.234	12.68	12.68	-550.234	246.48
	E4 au E9	160.26	8.71	-149.51	1	8.86	157.72	64.52
V_{y2}	s-sol,RDC	362.148	1	-460.509	7.55	10.11	-458.27	243.77
	E1 au E3	190.58	1	-205.145	4.19	10.95	163.84	70.10
	E4 au E9	157.007	8.51	-146.476	1	8.63	153.93	63.19
V_{y3}	E1 au E3	920.68	1.76	-1673.14	12.29	42.018	109.73	711.94
	E4 au E9	297.711	30.32	-287.664	30.69	34.86	24.87	151.56
V_{y4}	E1 au E3	887.029	1	-1562.9	15.23	41.72	107.38	602.36
	E4 au E9	296.47	30.63	-287.147	30.45	34.59	23.02	150.77

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

- **Voile sens XX** : (V_{x1} ; V_{x2}) et (V_{x3} ; V_{x4}) :

Tableau V.22 : ferrailage des voiles V_{x1} .

Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	185	185	185
e (cm)	25	20	15
M (KN.m)	12.011	8.38	9.948
N (KN)	-613.361	-363.744	-165.097
V(KN)	228.99	94.21	83.87
τ_U (MPa)	0.55	0.28	0.33
A_v^{cal} /face (cm ²)	9.01	5.36	2.53
A_v^{min} (cm ²)	6.94	5.55	4.16
A_v adopté/face (cm ²)	10.18	7.07	7.07
N^{barres} /face	9HA12	9HA10	9HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	2.54	1.77	1.77
A_H^{min} (cm ² /ml)	3.75	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.71
N^{barres} /face (cm ² /ml)	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.23 : ferrailage des voiles V_{x2}.

Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	185	185	185
e (cm)	25	20	15
M (KN.m)	7.86	14.76	17.18
N (KN)	-442.35	-320.948	-165.75
V(KN)	286.57	100.97	83.79
τ_U (MPa)	0.69	0.3	0.33
A_v^{cal} /face (cm ²)	6.49	4.85	2.66
A_v^{min} (cm ²)	6.94	5.55	4.16
A_v adopté/face (cm ²)	7.07	7.07	7.07
N^{barres} /face	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	1.77	1.77	1.77
A_H^{min} (cm ² /ml)	3.75	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.71
N^{barres} /face (cm ² /ml)	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.24 : ferrailage des voiles V_{x3}.

Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	/	230	230
e (cm)	/	20	15
M (KN.m)	/	22	23.86
N (KN)	/	-1243.137	-236.049
V(KN)	/	454.78	115.32
τ_U (MPa)	/	1.1	0.37
A_v^{cal} /face (cm ²)	/	18.15	3.70
A_v^{min} /face (cm ²)	/	6.9	5.17
A_v adopté/face (cm ²)	/	18.47	11.5
N^{barres} /face	/	12HA14	6HA12+6HA10
S_t (cm)	/	20	20
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	/	4.62	2.87
A_H^{min} /face (cm ² /ml)	/	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	/	4.71	4.71
N^{barres} / face (cm ² /ml)	/	6HA10	6HA10
S_t (cm)	/	20	20

Tableau V.25 : ferrailage des voiles V_{x4} .

Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	/	230	230
e (cm)	/	20	15
M (KN.m)	/	1	16.85
N (KN)	/	-1260.69	-238.93
V(KN)	/	468.63	114.47
τ_U (MPa)	/	1.13	0.37
A_v^{cal} /face (cm ²)	/	18.14	3.65
A_v^{min} /face (cm ²)	/	6.9	5.17
A_v adopté/face (cm ²)	/	18.47	11.5
N^{barres} /face	/	12HA14	6HA12+6HA10
S_t (cm)	/	20	20
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	/	4.62	2.87
A_H^{min} /face (cm ² /ml)	/	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	/	4.71	4.71
N^{barres} / face (cm ² /ml)	/	6HA10	6HA10
S_t (cm)	/	20	20

- Voile sens YY : (V_{Y1} ; V_{Y2}) et (V_{Y3} ; V_{Y4})

Tableau V.26 : ferrailage des voiles V_{Y1} .

Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	140	140	140
e (cm)	25	20	15
M (KN.m)	7.34	12.68	1
N (KN)	-659.287	-550.234	-149.51
V(KN)	405.76	246.48	64.52
τ_U (MPa)	1.28	0.98	0.34
A_v^{cal} /face (cm ²)	9.84	8.18	2.17
A_v^{min} (cm ²)	5.25	4.2	3.15
A_v adopté/face (cm ²)	10.18	10.18	7.07
N^{barres} /face	9HA12	9HA12	9HA10
S_t (cm)	15	15	15
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	2.54	2.54	1.77
A_H^{min} (cm ² /ml)	3.75	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.71
N^{barres} / face (cm ² /ml)	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.27 : ferrailage des voiles V_{Y2} .

Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	140	140	140
e (cm)	25	20	15
M (KN.m)	10.11	4.19	1
N (KN)	-458.27	-205.145	-146.476
V(KN)	243.77	70.10	63.19
τ_U (MPa)	0.77	0.28	0.33
A_v^{cal} /face (cm ²)	6.8	3.04	2.13
A_v^{min} (cm ²)	5.25	4.2	3.15
A_v adopté/face (cm ²)	7.07	7.07	7.07
N^{barres} /face	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	15	15	15
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	1.77	1.77	1.77
A_H^{min} (cm ² /ml)	3.75	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.71
N^{barres} / face (cm ² /ml)	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.28 : ferrailage des voiles V_{Y3} .

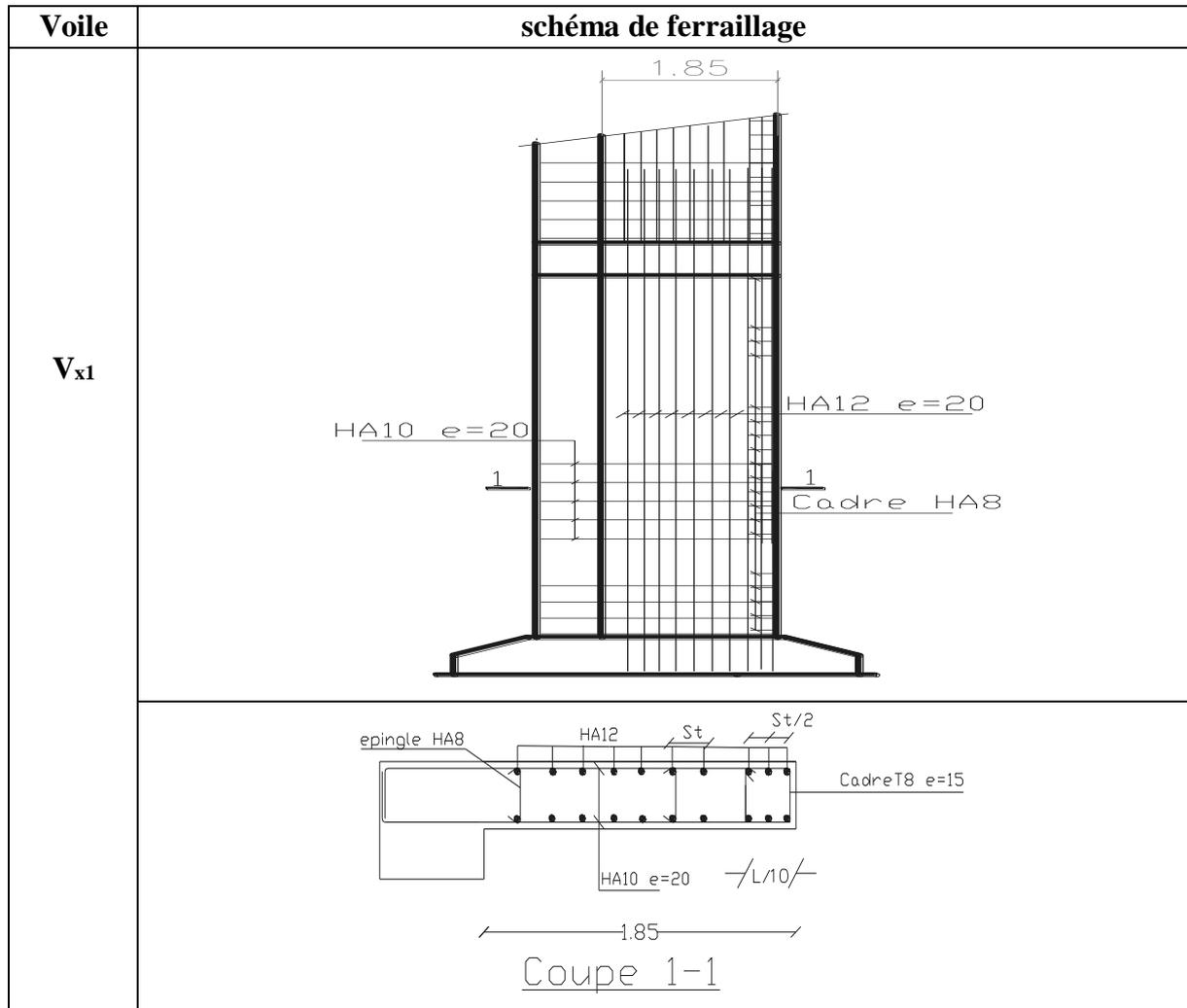
Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	/	325	325
e (cm)	/	20	15
M (KN.m)	/	12.29	30.69
N (KN)	/	-1673.138	-287.664
V(KN)	/	711.94	151.56
τ_U (MPa)	/	1.22	0.34
A_v^{cal} /face (cm ²)	/	24.16	4.41
A_v^{min} (cm ²)	/	9.75	7.31
A_v adopté/face (cm ²)	/	24.63	15.33
N^{barres} /face	/	16HA14	8HA10+8HA12
S_t (cm)	/	20	20
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	/	6.16	3.83
A_H^{min} (cm ² /ml)	/	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	/	6.79	4.71
N^{barres} /face (cm ² /ml)	/	6HA12	6HA10
S_t (cm)	/	20	20

Tableau V.29 : ferrailage des voiles V_{Y4}.

Niveau	S-sol,RDC	E1 au E3	E4 au E9
L (cm)	/	325	325
e (cm)	/	20	15
M (KN.m)	/	15.23	30.45
N (KN)	/	-1562.9	-287.147
V(KN)	/	602.36	150.77
τ_U (MPa)	/	1.03	0.34
A_v^{cal} /face (cm ²)	/	22.6	4.40
A_v^{min} (cm ²)	/	9.75	7.31
A_v adopté/face (cm ²)	/	24.63	15.33
N^{barres} /face	/	16HA14	8HA10+8HA12
S_t (cm)	/	20	20
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	/	6.16	3.83
A_H^{min} (cm ² /ml)	/	3	2.25
A_H adopté/face (cm ² /ml)	/	6.79	4.71
N^{barres} /face (cm ² /ml)	/	6HA12	6HA10
S_t (cm)	/	20	20

V.3.3. Exemples de schéma de ferrailage

Tableau V.30 : schéma de ferrailage de voile Vx1.



V.3. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

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.

VI.1. Choix de 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.

VI.2. 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 :

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

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu à partir de notre modèle. $N_{sup} = 2755.993$ KN.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2755.993 + 25.31 = 2781.30 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

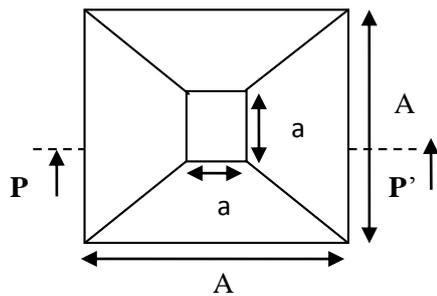


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

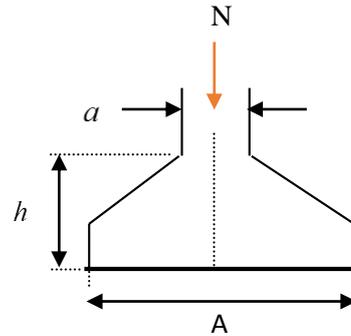


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

$$\text{Alors : } A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.7813}{0.16}} = 4.17 \text{ m}$$

On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicité formé de six poteaux.

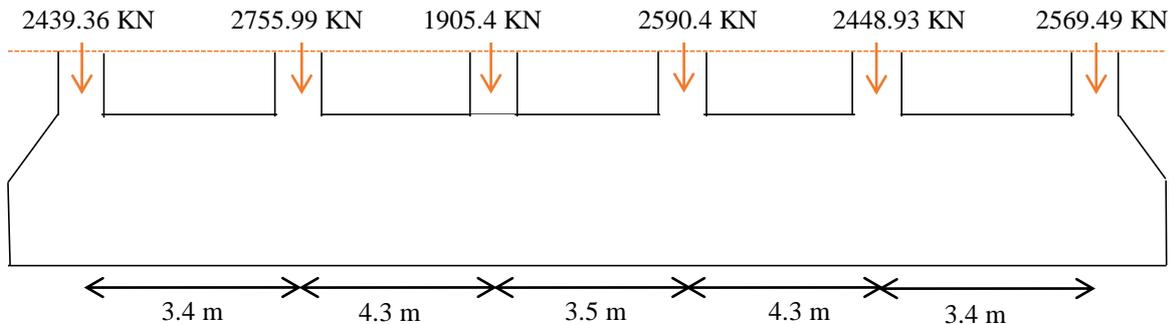


Figure VI.3 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 2755.993 \text{ KN}$, $N_2 = 2439.36 \text{ KN}$, $N_3 = 1905.4 \text{ KN}$, $N_4 = 2590.40 \text{ KN}$

$N_5 = 2448.93 \text{ KN}$, $N_6 = 2569.49 \text{ KN}$.

$$\sum N_i = 14709.573 \text{ KN.}$$

$$N_s = 6 * (25 * 0.6 * 0.6 * 1.5) + (25 * 0.45 * 1.5 * 18.9) = 399.94 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 15109.51 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{15109.51}{160 * 18.9} = 5 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

VI.3.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.3.3.1. Pré dimensionnement

A. La condition de coffrage

$L_0 = 5$ m : la plus grande portée entre axe.

$$L_{\max} = 5 - 0.6 = 4.4 \text{ m}$$

➤ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} \Rightarrow h_t \geq 44 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots(a)$$

➤ **Dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{440}{20} \Rightarrow h_r \geq 22 \text{ cm}; \text{ On prend } h_r = 30 \text{ cm}.$$

B. Vérification de condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.2164 \times 10^4 \text{ MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 61.28 \text{ cm} \dots\dots\dots(b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 30 \text{ cm}$.

• **La surface du radier**

Dans notre cas on a deux parties :

- La partie supérieure : la partie de 1^{er} étage.
- La partie inférieure : la partie de Sous-sol.

$N_u^{\text{sup}} = 33569.59 \text{ KN}$; $N_u^{\text{inf}} = 24460.47 \text{ KN}$

- La partie supérieure

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{33569.59}{160}$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 209.81 \text{m}^2$$

$S_{\text{sup}} = 321.17 \text{ m}^2$ mais on peut utiliser $S_{\text{sup}} = S_{\text{rad}} = 258.2 \text{ m}^2$.

- La partie inférieure

$$\frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{24460.47}{160}$$

$$\Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 152.9 \text{m}^2$$

La surface de la partie inférieure est : $S_{\text{inf}} = 164.81 \text{ m}^2$

Alors on prend $S_{\text{rad}} = S_{\text{inf}}$

VI.3.3.2. les Vérifications nécessaires

A. Vérification au poinçonnement

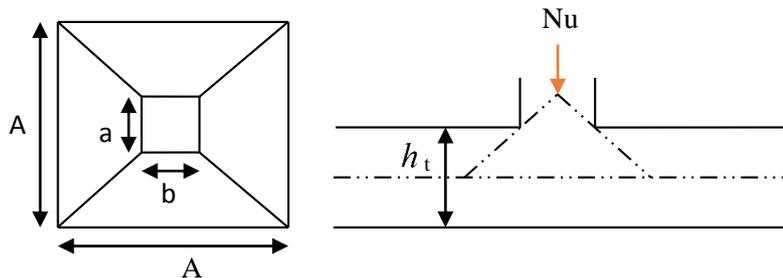


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93** (article A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal max à l'ELU sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.7 = 1.3 \text{m} \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.7 = 1.3 \text{m} \end{cases}$$

On trouve $U_c = 5.2$ m

$$N_U = 2.756 \text{ MN} > 0.045 * 5.2 * 0.7 * \frac{25}{1.5}$$

$$\Rightarrow N_U = 2.756 \text{ MN} > 2.73 \text{ MN.}$$

Cette condition n'est pas vérifiée ; on doit augmenter h_t : $h_t = 75$ cm.

$$N_U = 2.756 \text{ MN} < 0.045 * 5.4 * 0.75 * \frac{25}{1.5} = 3.04 \text{ MN.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de $b = 1$ m, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.675$ m.

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{58030.06 * 4.4}{2 * 423.01} = 301.8 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{301.8 * 10^{-3}}{1 * 0.675} = 0.447 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec } \sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

$$I_y = 19853.01 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 11.97 \text{ m.}$$

$$I_x = 21275.93 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 10.64 \text{ m.}$$

Avec :

σ_{\max} et σ_{\min} : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N_U : Effort normal dû aux charges verticales.

M_y et M_x : Moment sismique à la base.

✓ Sens Y-Y :

$$N = 58030.06 \text{KN} \text{ et } M_x = 47197.74 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.164 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.11 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.151 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.151 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 0.160 \text{MPa}$$

✓ Sens X-X :

$$N = 58030.06 \text{KN} \text{ et } M_y = 44564.77 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.161 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.113 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.149 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.149 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 0.16 \text{MPa}$$

Donc cette condition est vérifiée dans les deux sens.

D. Vérification de la stabilité au renversement

$$\text{Selon le RPA99, on doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ Sens X-X :

$$e = \frac{44564.77}{58030.06} = 0.768 \text{m} < \frac{22.1}{4} = 5.525 \text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens Y-Y :

$$e = \frac{47197.74}{58030.06} = 0.81 \text{m} < \frac{24.2}{4} = 6.05 \text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E. Vérification de la poussé hydrostatique

$$\text{Il faut s'assurer que : } N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$$

$$N = 58030.06 \text{KN}$$

H = 1.5m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

F_s = 1.5 (coefficient de sécurité).

$$S_{\text{rad}} = 423.01 \text{m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve : $N \geq 9517.725\text{KN}$Condition vérifiée.

VI.4. Ferrailage du radier

VI.4.1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

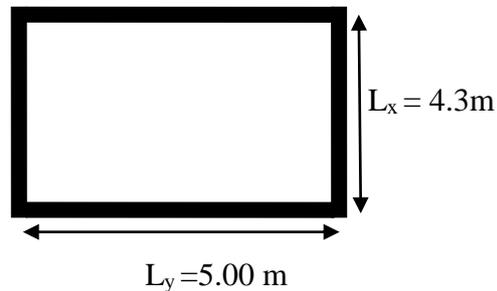


Figure VI.5 : Dalle sur quatre appuis

• Calcul des sollicitations

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + 1.35 * G_0 = \frac{58030.01}{423.01} + 1.35 * (25 * 0.3 + 19) = 172.96\text{KN/m}^2$$

G_0 : le poids propre du radier et le remblai.

$$Q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0 = \frac{46153.57}{423.01} + (25 * 0.3 + 19) = 135.61\text{KN/m}^2$$

➤ A L'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3 - 0.7}{5 - 0.7} = \frac{3.6}{4.3} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x * L_x^2 * Q_U = 115.89\text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 77.39\text{KN.m}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_x^t = 0.75 * M_0^x = 86.92\text{KN.m} \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5M_0^x = 59.94\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_y^t = 0.75 * M_0^y = 58.04\text{KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5M_0^y = 59.94\text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.3) \text{ m}^2$.

• **Condition de non fragilité :**

✓ En travée :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12$ cm et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min}^X = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * h_r}{2}$$

$$A_{\min}^Y = \rho_0 * h_r * e$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE400

$$\begin{cases} A_{\min}^X = 2.59 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^Y = 2.4 \text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ En appuis : $A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

Tableau VI.1 : ferrailage de la dalle du radier.

Sens	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée (X-X)	86.92	9.6	2.59	7HA14 = 10.78	15
Travée (Y-Y)	58.04	6.78	2.4	6HA12 = 6.79	20
Appui	59.94	6.62	3.26	6HA12 = 6.79	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 6.79 > 2.695 \text{cm}^2$ c'est vérifié

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 208.76 \text{KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 122.51 \text{KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 208.76 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{208.76 * 10^{-3}}{1 * 0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.773 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

➤ **A L'ELS**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 103.52 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 79.25 \text{KN.m}$

- **En travée**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 77.64 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 59.44 \text{KN.m}$

- **En appui**

$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 51.76 \text{KNm}$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.64 \text{MPa}$

avec $\eta = 1.6$ acier HA

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	77.64	10.78	7.87	75423.34	8.10	295.38	Non vérifiée
y-y	M _t	59.44	6.79	6.47	51955.83	7.40	352.31	Non vérifiée
	M _a	51.76	6.79	6.47	51955.83	6.44	306.79	Non vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans les deux sens n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de **BAEL** (Chapitre E.III.3.a)

$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$; $\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}$; $\alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$;

$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}$; $A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}$.

Tableau VI.3 : ferrailage de la dalle du radier à l'ELS.

Sens	M _{ser} (KNm)	λ	φ (°)	α	σ _{bc} (MPa)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée x-x	77.64	1.16	36.67	0.342	6.986	15.99	2.59	8HA16=16.08	14
Travée y-y	59.44	1.12	32.63	0.306	5.938	12.16	2.4	8HA14=12.32	14
Appuis	51.76	1.105	30.66	0.288	5.448	10.51	3.26	8HA14=12.32	14

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 12.32 > 4.02$ c'est vérifié

- Vérification des contraintes

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
x-x	M _t	77.64	16.08	9.25	102374.84	7.015	179.17	vérifiée
y-y	M _t	59.44	12.32	7.94	70470.39	6.697	190.54	vérifiée
	M _a	51.76	12.32	7.94	70470.39	5.832	187.95	vérifiée

- Schéma de ferrailage

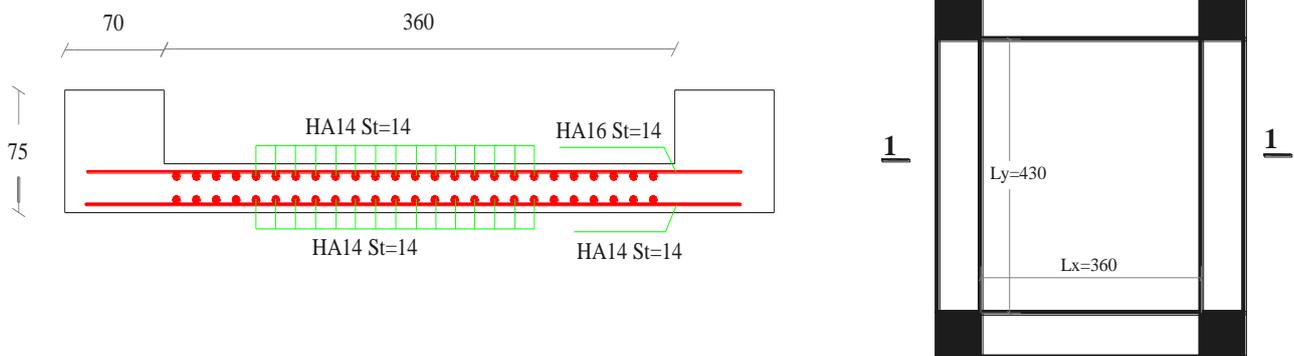


Figure VI.6 : schéma de ferrailage du radier (coupe 1-1)

VI.4.2. Calcul des nervures

VI.4.2.1. Les sollicitations sur les 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.

On à $\rho = 0.84 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$$P_u = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

- **Charge trapézoïdale**

$$P_u = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 172.96 \text{KN/m}^2 \quad q_s = 135.61 \text{KN/m}^2$$

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive) ; } 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (L - x); \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (X-X)**

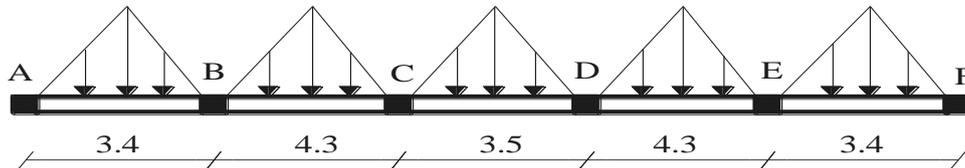


Figure.VI.7. Charges transmises aux nervures longitudinales.

Tableau VI.5. Charges transmises aux nervures longitudinales.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P_s (KN/m)	P_u (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
					M_g	M_d		
A-B	3.4	3.4	307.38	392.04	-84.97	-612.18	1.24	301.75
B-C	4.3	3.44	388.75	495.82	-612.18	-547.56	2.18	566.32
C-D	3.5	2.8	316.42	403.57	-547.56	-547.56	1.75	70.41
D-E	4.3	3.44	388.75	495.82	-547.56	-612.18	2.12	566.32
E-F	3.4	3.4	307.38	392.04	-612.18	-84.97	2.15	301.74

- **Sens transversal (Y-Y)**

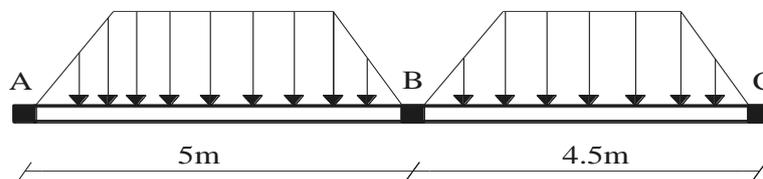


Figure.VI.8. Charges transmises aux nervures transversales

Tableau VI.6. Charges transmises aux nervures transversales

Travée	l_y (m)	l'_y (m)	ρ_g	ρ_d	P_s (KN/m)	P_u (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
							M_g	M_d		
A-B	5	5	0.63	0.84	423.02	539.53	-252.9	-1480.62	1.95	1026.98
B-C	4.5	4.5	0.71	0.58	366.38	467.29	-1480.62	-219.04	3.13	813.71

VI.4.2.2. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.75\text{m}$; $h_0=30\text{cm}$; $b_0=70\text{cm}$; $d=70\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{500}{10}; \frac{340}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(50; 170)$$

Soit : $b_1 = 50\text{cm}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 170\text{cm}$

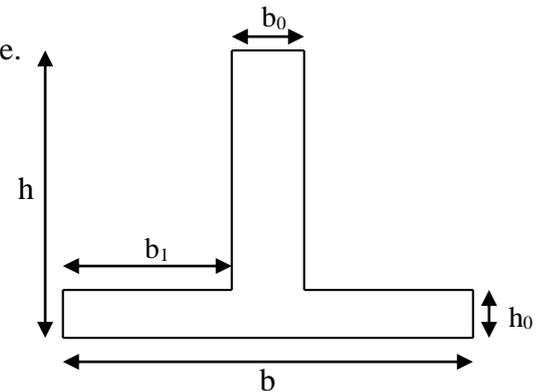


Figure.VI.9 : Section   ferrailer

Tableau VI.7 : ferrailage des nervures.

sens	localisation	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	566.32	23.93	14.37	5HA16+5HA20=25.76
	appuis	612.18	26.94	5.91	5HA14+4HA25=27.34
Y-Y	Travée	1026.98	44.02	14.37	6HA16+4HA32=44.23
	appuis	1480.62	74.64	5.91	6HA25+6HA32=77.7

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 1146.37\text{KN.}$$

$$V_y = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 1213.88\text{KN}$$

$$V_{max} = \max(V_x; V_y) \Rightarrow V_{max} = 1213.88\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.02\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$

- Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min(21.42; 70; 16) = 16\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10\text{mm.}$$

- Espacement des aciers transversaux

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{lmin}\right) \Rightarrow St \leq \min(18.7; 12; 16) = 12\text{cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

- Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.64 \text{MPa}$$

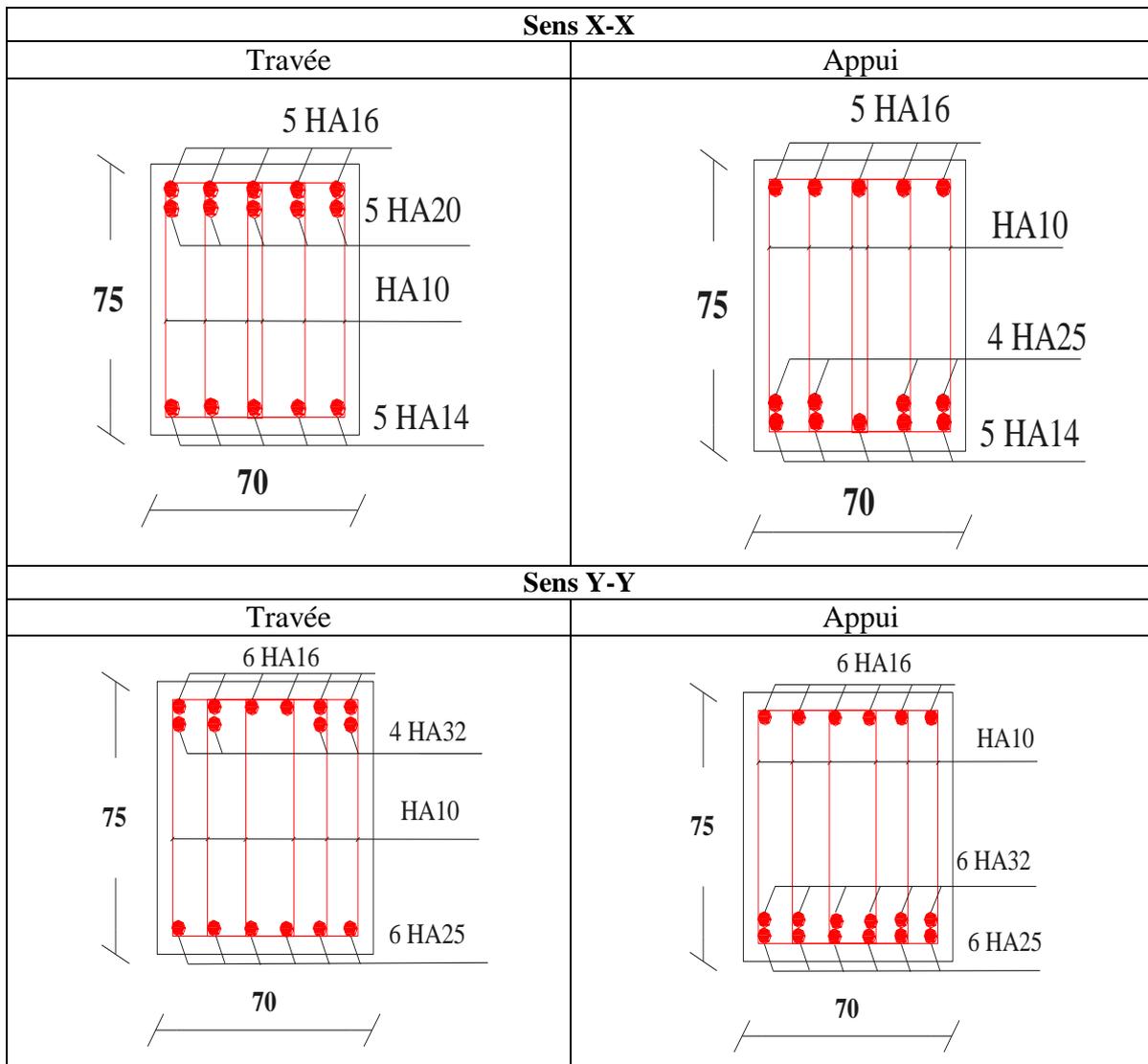
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M _t	315.07	15.71	1358590.18	3.64	188.85	vérifiée
	M _a	349.96	23.37	1289523.12	6.34	189.82	vérifiée
y-y	M _t	603.21	20.79	2231789.45	5.62	199.50	vérifiée
	M _a	1160.88	34.42	2784986.99	12.74	197.55	vérifiée

VI.4.2.3. Schéma de ferrailage des nervures

Tableau VI.9 : Schémas de ferrillages des nervures.



VI.5. Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due au poids de notre structure.

VI.5.1. Dimensionnement des voiles

La hauteur $h = 7.92$ m

La longueur $L = 3.5$ m

L'épaisseur $e = 20$ cm

VI.5.2. Caractéristiques du sol

Le poids spécifique $\gamma_h = 19$ KN/m³

L'angle de frottement $\varphi = 11.5^\circ$

La cohésion $c = 50$ KN/m²

VI. 5.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile adossé et soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h * \gamma * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 * c * \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 7.92 * 19 * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{11.5}{2}\right) - 2 * 50 * \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{11.5}{2}\right) = 18.75 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge de la structure : $q = 137.52$ KN/m²

$$Q = q * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 91.80 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.4. Ferrailage de voile adossé

Le voile adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

• Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 163.01 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 137.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 156.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 156.68 \text{ KN/ml}$$

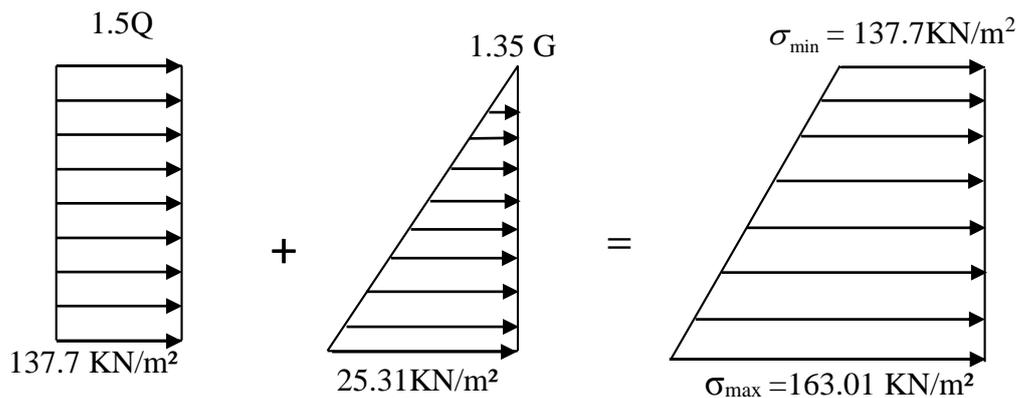


Figure VI.10: Diagrammes des contraintes.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.9 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.09 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5 - 0.6}{5.44 - 0.35} = \frac{2.9}{5.09} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases}$$

$$M_0^X = \mu_x * L_x^2 * q_U = 113.98 \text{ KN.m}$$

$$M_0^Y = \mu_y * M_0^X = 29.43 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_x^t = 0.75 * M_0^X = 85.48 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5 M_0^X = 56.99 \text{ KN.m} \\ \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_0^Y = 25.02 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_0^Y = 29.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

$$A_{\min} = 0.1\% * b * h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.10 : ferrailage du voile adossé.

Sens	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée (X-X)	85.48	15.35	2	8HA16=16.08	15
Travée (Y-Y)	25.02	4.11	2	6HA12=6.79	20
Appui	56.99	9.04	2	6HA14=9.24	20

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{156.68 * 5.09}{2} = 398.75 \text{ KN}$

$\tau_u = 2.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

• **A l'ELS**

$\sigma_{\max} = G + Q = 110.55 \text{ KN/m}^2$.

$\sigma_{\min} = Q = 91.8 \text{ KN/m}^2$.

$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 105.86 \text{ KN/m}^2$

$q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy}} * 1\text{ml} = 105.86 \text{ KN/ml}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.9}{5.09} = 0.57$

$\Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases}$

$M_0^x = \mu_x * L_x^2 * q_{\text{ser}} = 81.01 \text{ KN.m}$

$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 35.29 \text{ KN.m}$

Sachant que :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_x^t = 0.75 * M_0^x = 60.76 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5 M_0^x = 40.5 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_0^y = 29.99 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_0^y = 17.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_0^y = 29.99 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_0^y = 17.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.85 * M_0^y = 29.99 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_0^y = 17.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{\text{ser}}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} * f_c ; 110 * \sqrt{\eta * f_{t28}}) = 201.64 \text{ MPa}$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	60.76	16.08	6.42	40575	9.61	192.72	vérifiée
y-y	M _t	29.99	6.79	4.6	21370.27	6.45	197.71	vérifiée
	M _a	40.5	9.24	5.20	27132.85	7.76	196.98	vérifiée

VI.5.5. Schéma de ferrailage du mur adossé

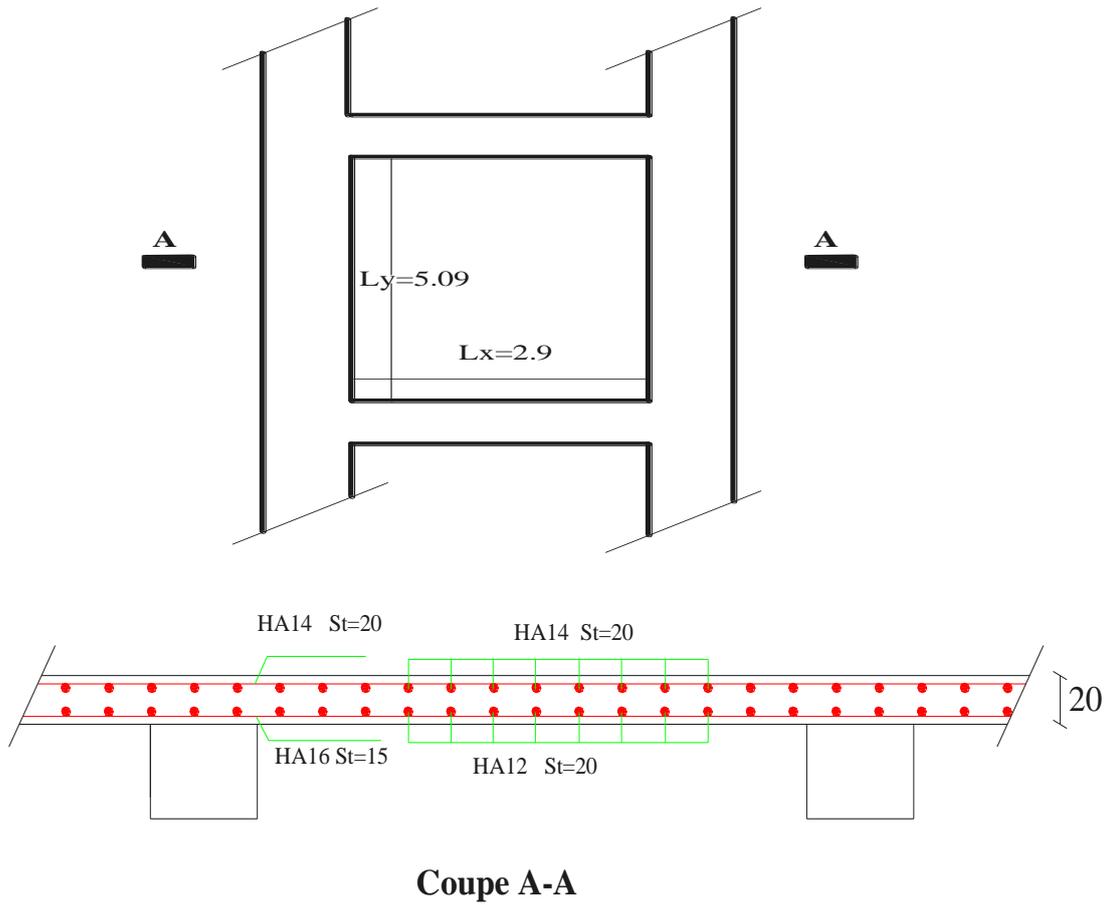


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du voile adossé.

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 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).
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue les charge importants et les petites trames qui induise des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.
- Et aussi maîtriser à un niveau acceptable l'outil informatique, notamment le calcul des structures avec le logiciel SAP2000 «Structural Analysis Programme » ; et le dessin des plans de coffrage et de ferrailage par le logiciel AUTO-CAD2013.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ DTR B.C.2.331 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

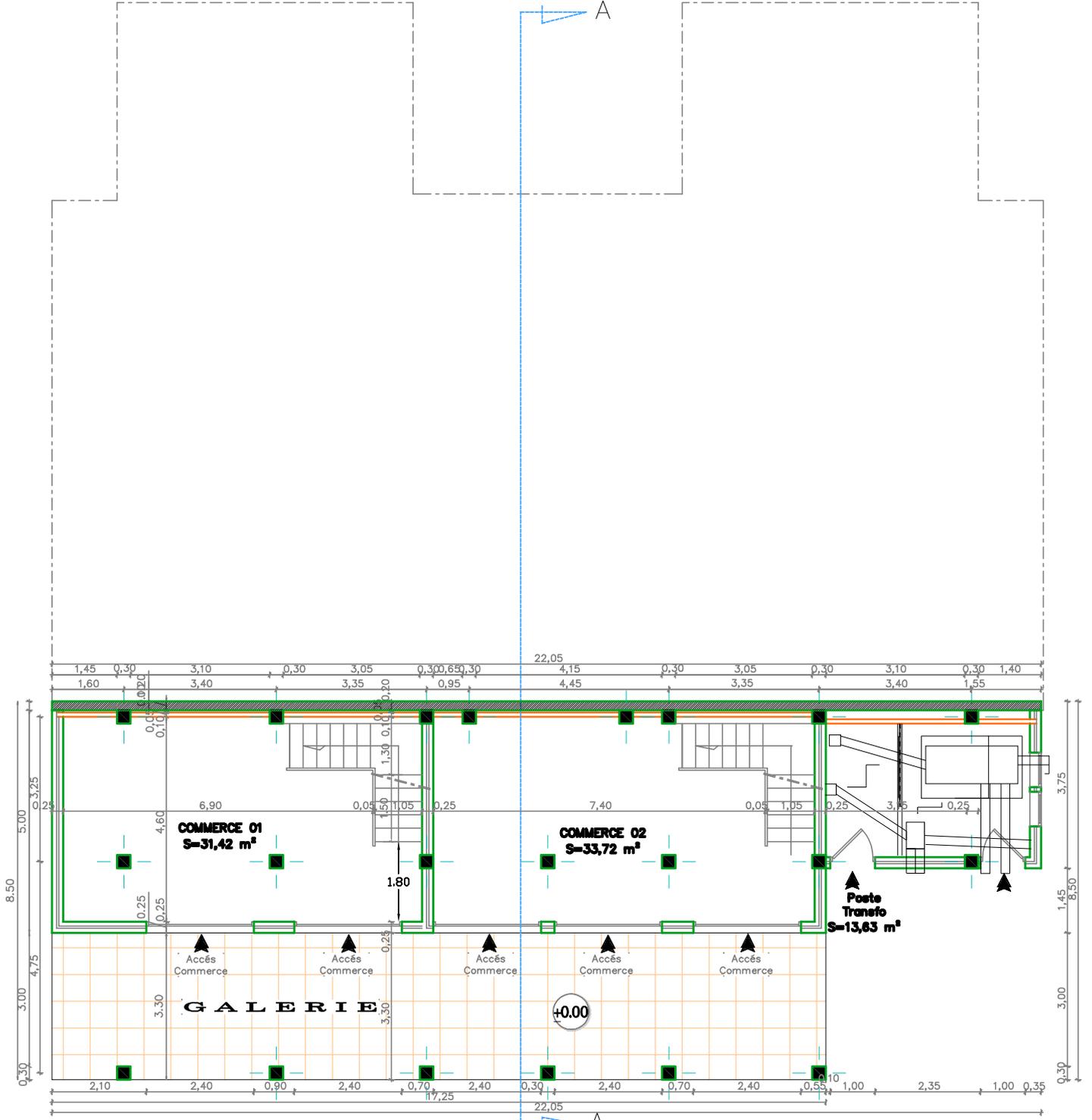
$\rho = 0.9$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

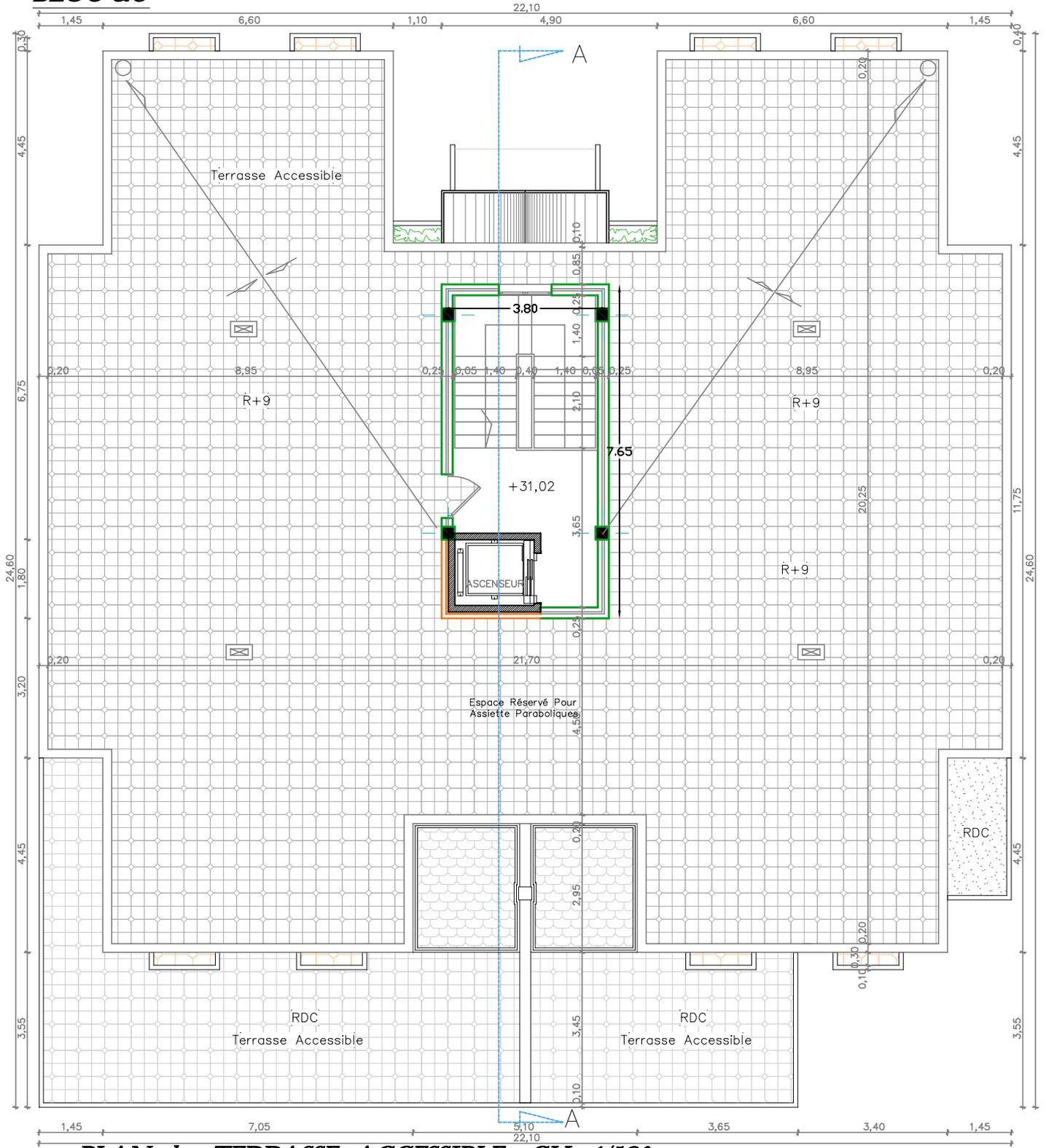
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

BLOC a8



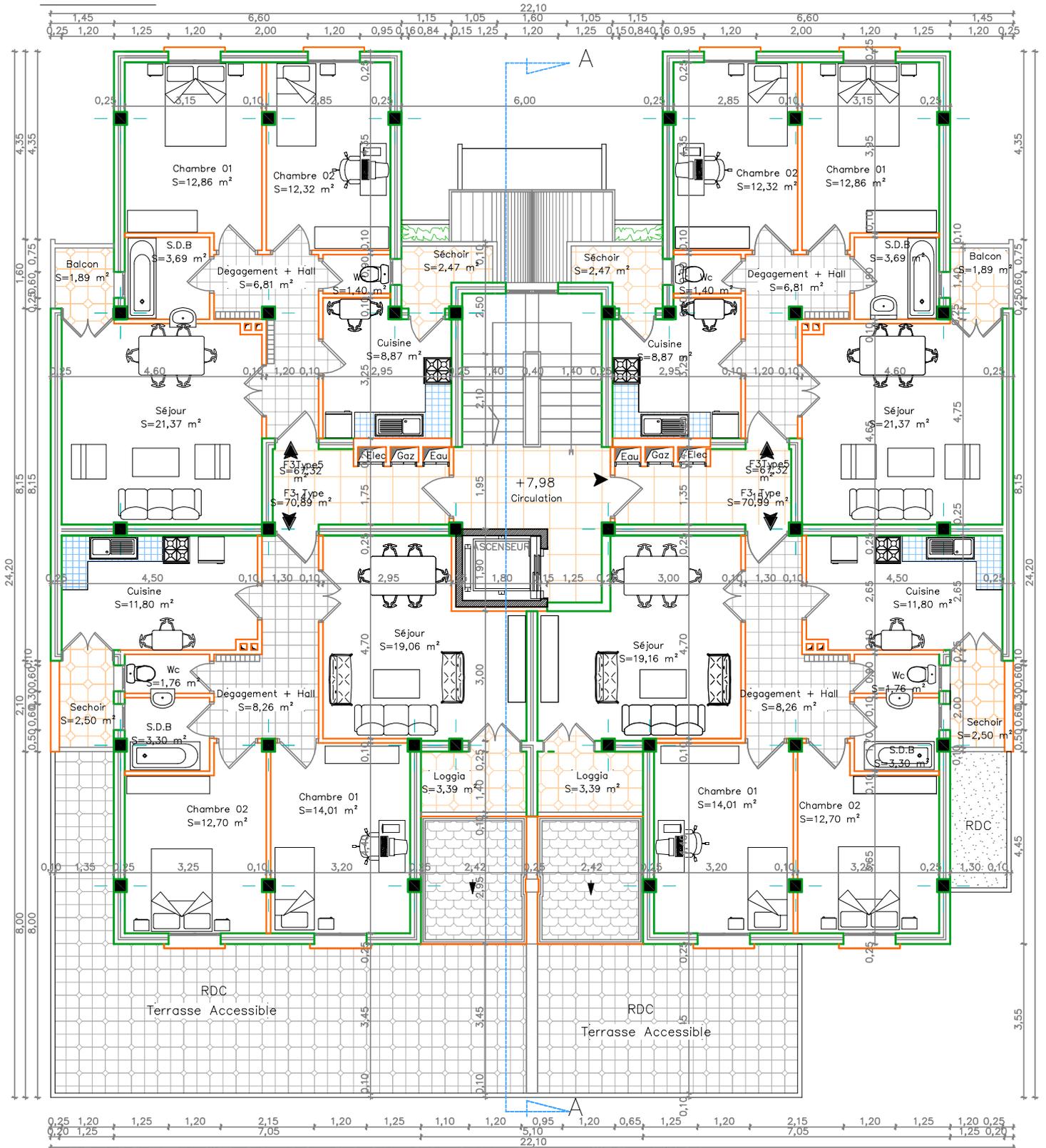
PLAN DU rez de chaussée ECH :1/50°

BLOC a8



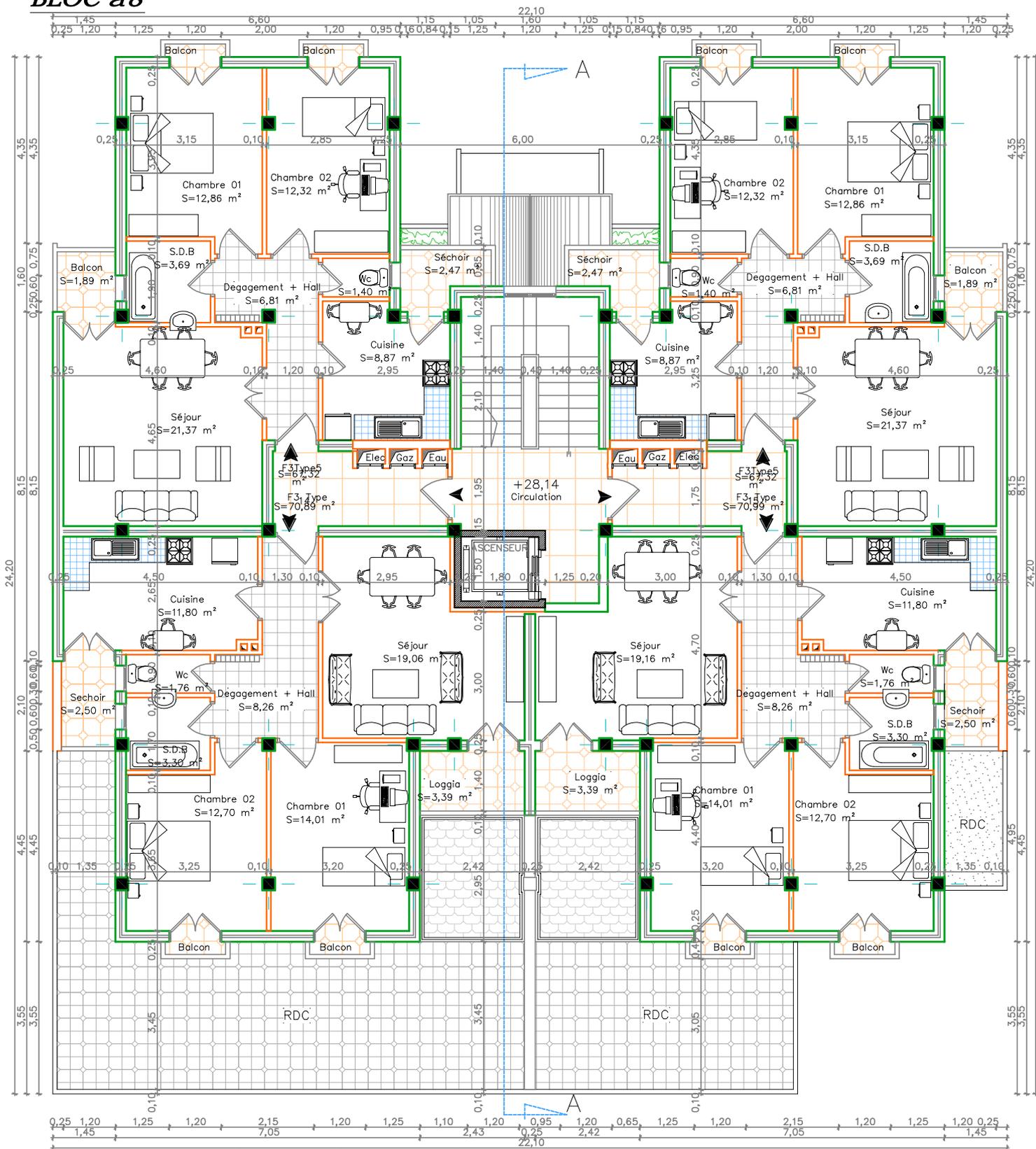
PLAN de TERRASSE ACCESSIBLE CH : 1/50°

BLOC a8

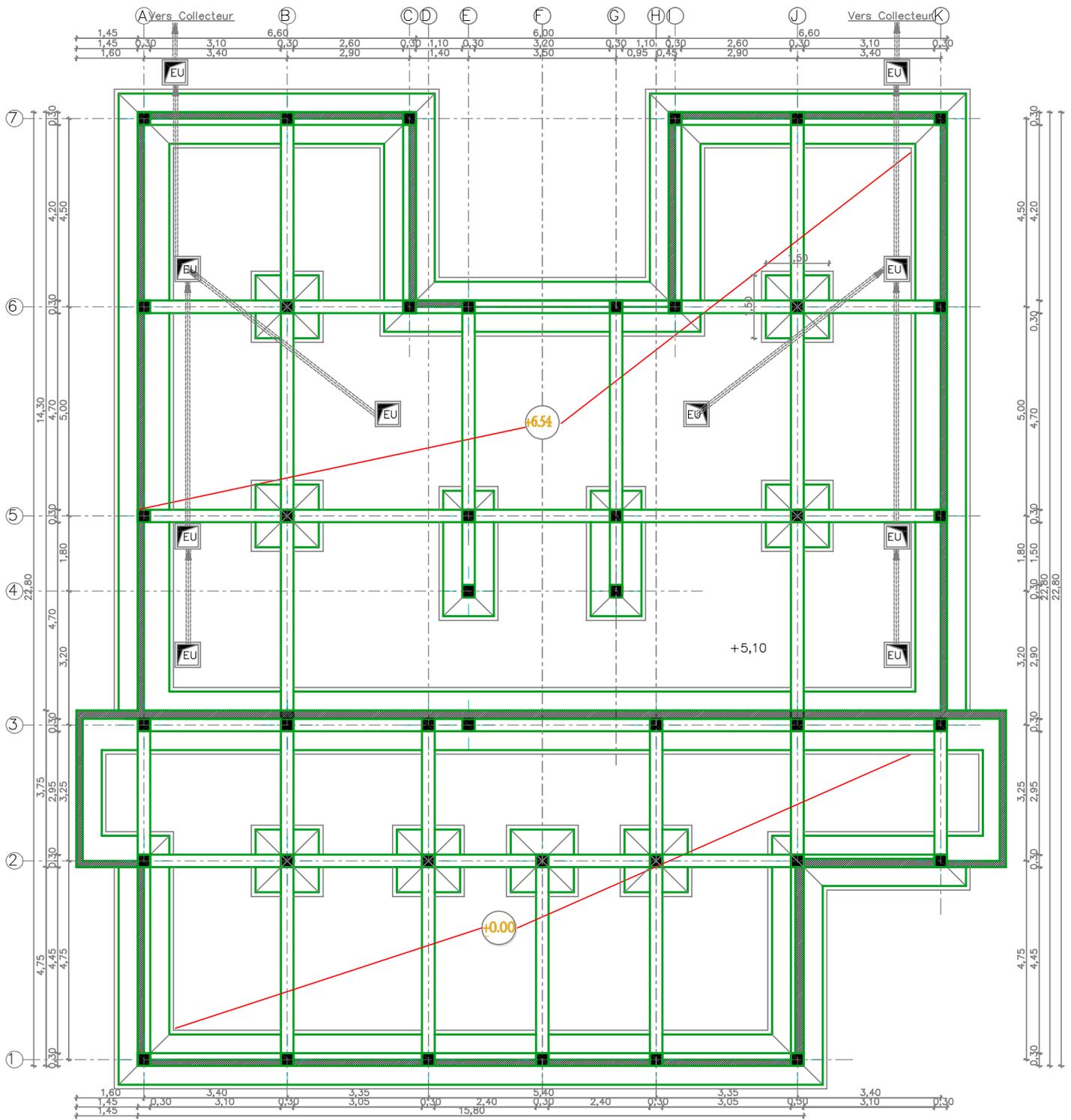


PLAN ETAGE 02, 03, 04, 05, 06, 07 & 08 CH : 1/50°

BLOC a8



PLAN ETAGE 09 CH : 1/50°



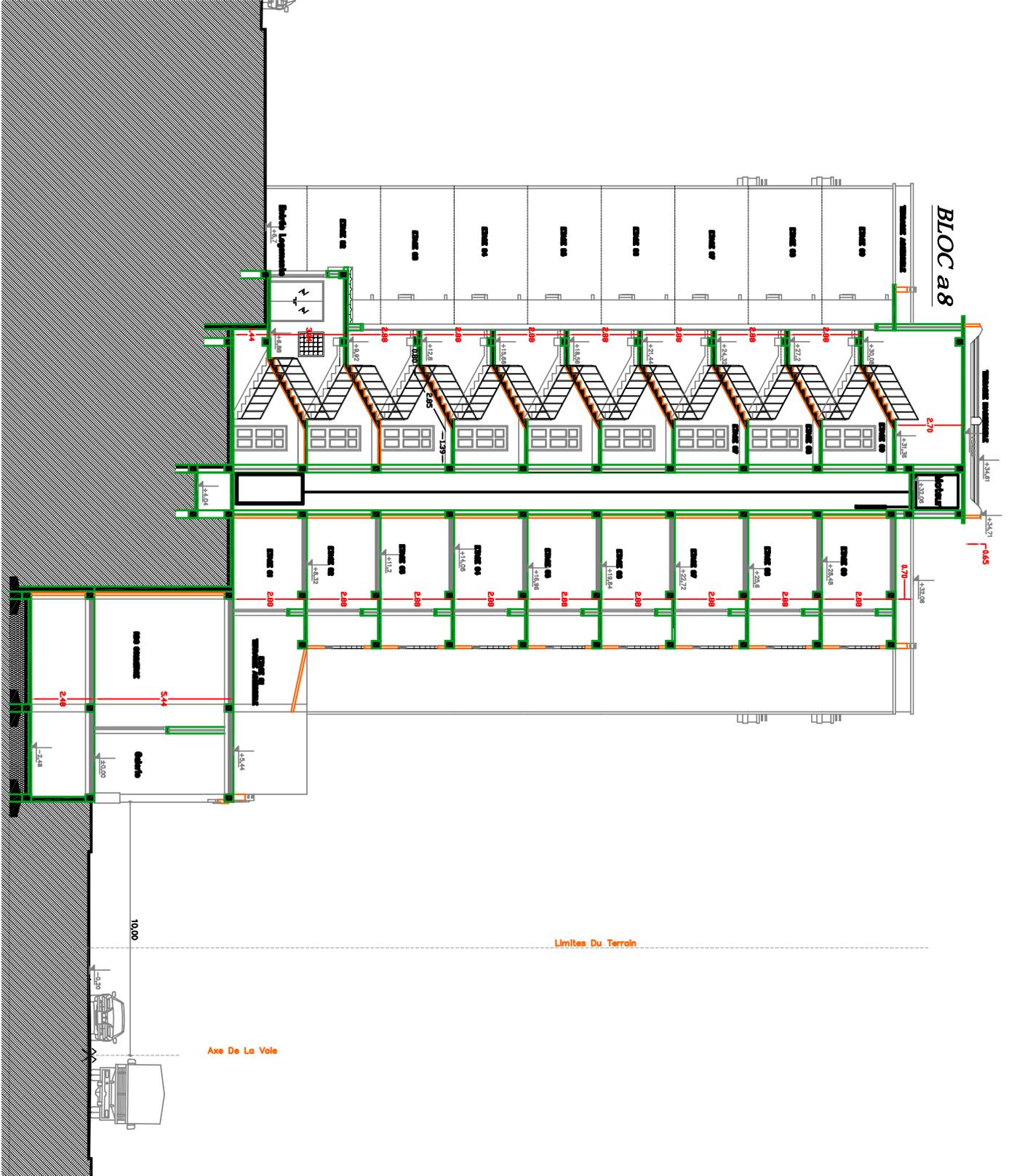
PLAN DES FONDATIONS Ech : 1/50°

BLOC a8



FACADE PRINCIPALE CH : 1/50°

BLOC a8



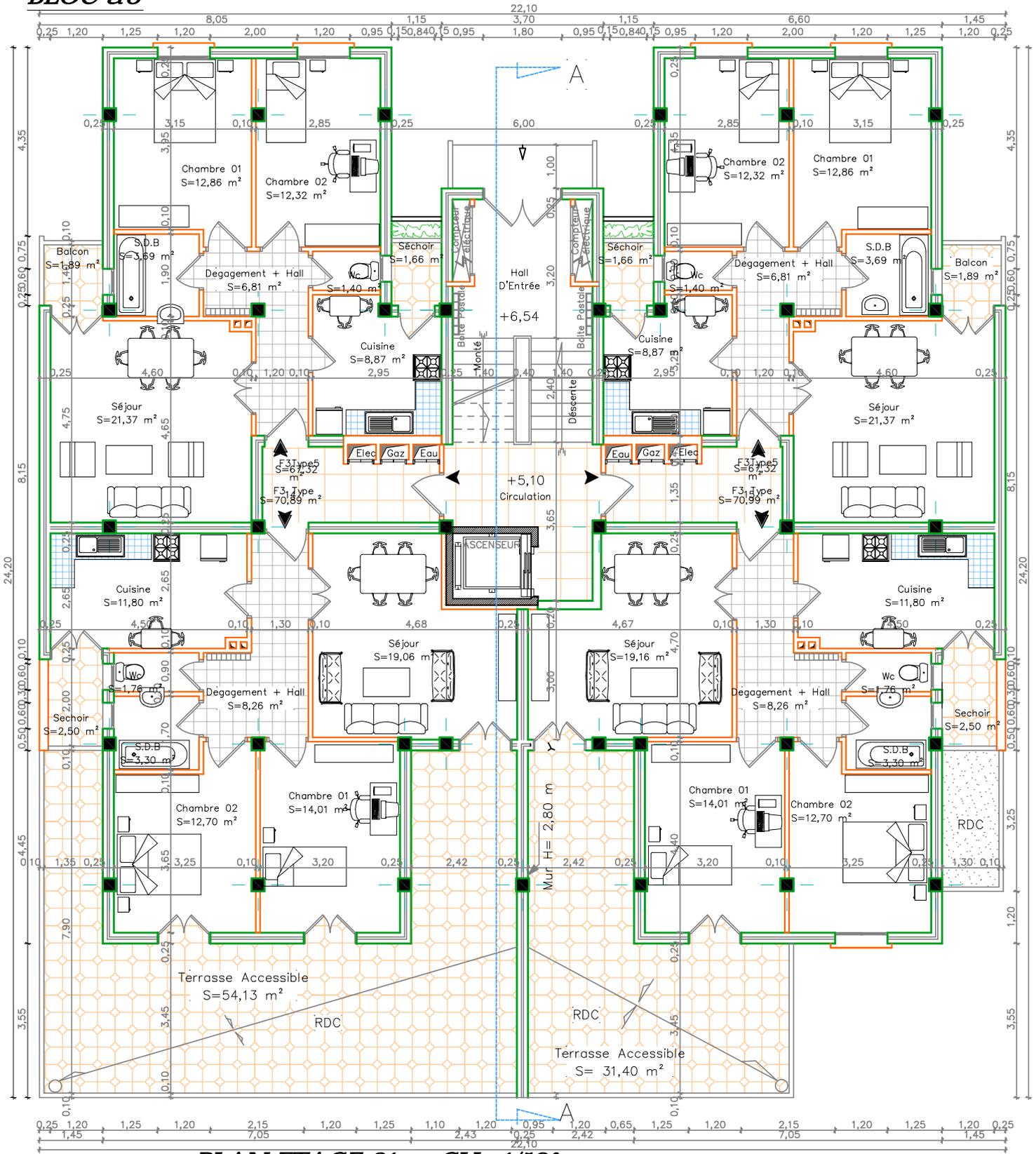
COUPE A - A Ech 1/50°

10,00

Limites Du Terrain

Axe De La Voie

BLOC a8



PLAN ETAGE 01 CH : 1/50°