

République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-BEJAIA  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

**Mémoire de fin d'études**  
**En vue de l'obtention du diplôme de Master en**  
**Génie civil**  
**Option : Structures**

*Thème*

---

**Étude d'un bâtiment (R+7+2 Sous-Sol) en béton armé à usage d'habitation  
et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portique)**

---

**Préparé par**

**Mlle. TALAKTRANE Aida**

**Mr. TARAHI Nadjim**

**Encadré par**

**Mr. LAICHAOUI . A**

*Soutenu le 26/06./2023 devant le jury composé de*

Président : M<sub>r</sub> ATTAL

Examineur : M<sub>me</sub> BOUDINA

Année universitaire : 2022/2023

# Remerciements

Nos vifs remerciements seront adressés à :

Mr LAICHAOUI Ahmed, notre encadrant, pour sa disponibilité et son soutien

actif, pour l'attention qu'il nous a accordé et pour nous avoir orientés dans le bon sens quant à l'élaboration de ce mémoire.

Aux membres de jurys qui ont acceptés de juger notre travail.

Tous les enseignants du département de génie civil pour leur contribution en

terme de transmission du savoir

Tous ceux qui, nous ont aidé d'une manière ou d'autre, et qui ont participé à notre formation et

à la réalisation de ce travail.

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail*

*A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affection et leur éternel amour*

*A mes frères bien-aimés pour leur soutien et leur disponibilité. A mes amis.*

Nadjim

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail*

*A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affection et leur éternel amour*

*A mes sœurs et mon frère bien-aimés pour leur soutien et leur disponibilité.  
A mes amis.*

*Aida*

# Sommaire

<i>Introduction général</i> .....	1
<b>Chapitre I. Généralités</b>	
I.1.Introduction .....	2
I.2.Présentation du projet.....	2
I.3.Nature de notre ouvrage .....	2
I.3.1. Donnée géométriques de l'ouvrage :.....	2
I.4. Système de contreventement : .....	2
I.5.Règles et hypothèse de calcul.....	2
I.5.1. Règles de calcul :.....	3
I.5.2. Indications générales sur les règles BAEL91 .....	3
I.5.2.1. Notion sur les états limites.....	3
I.6. Action et sollicitations de calcul.....	3
I.6.1. les actions : .....	3
I.6.2. Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003) .....	4
I.7.Conclusion .....	5
<b>Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments</b>	
II.1. Introduction.....	6
II.2. Les éléments secondaires.....	6
II.2.1 Les planchers.....	6
II.2.2 Dalle pleine :.....	9
II.2.3 L'escalier.....	10
II.2.3 L'acrotère.....	11
II.3 Eléments principaux:.....	11
II.3.1 Les poutres :.....	11
II.3.2 Les voiles.....	13
II.3.3 Les poteaux.....	14
II.3.3.a..Evaluation des charges permanentes.....	14
II.3.3.b..La descente de charges :.....	17
II.3.3.c Vérification pour le poteau P2:.....	22
II.5 Conclusion.....	27
<b>Chapitre III. Étude des éléments secondaires</b>	
III.1 Introduction: .....	28
III.2 Etude des planchers :.....	28
III.2.1 Plancher à corps creux.....	28

III.2.2	Étude des poutrelles.....	31
III.2.4	Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	31
III.2.5	Ferraillage des poutrelles.....	34
III.2.6	Les vérifications nécessaires.....	36
III.3	Etude des planchers dalles pleines .....	43
III.3.1	.Dalle sur trois appuis.....	43
III.3.2	.Dalle sur quatre appuis.....	46
III.4	Etude des escaliers .....	49
III.4.1	.Les charges .....	49
III.4.2	.Réaction d'appui :.....	50
III.4.3	.Effort tranchant et moment fléchissant.....	50
III.4.4	.Calcul des moments max.....	52
III.4.5	.Poutre palière .....	54
III.5	Etude de l'acrotère .....	57
III.5.1	.Hypothèses de calcul .....	57
III.5.2	.Calcul des sollicitations .....	57
III.5.3	.Ferraillage de l'acrotère .....	59
<b>Chapitre IV. Étude sismique</b>		
IV.1	.Introduction :.....	62
IV.2	.Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 .....	62
IV.2.1	.Zone sismique (A3.1./RPA99/2003).....	62
IV.2.2	.Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003).....	62
IV.2.3	.Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003) .....	62
IV.3	.Choix de la méthode de calcul .....	63
IV.3.1	.Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003).....	63
IV.3.2	.Condition d'application la méthode statique équivalente(A.4.1.2).....	64
IV.3.3	.Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3./RPA99/2003) .....	64
IV.3.4	.Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003) .....	65
IV.4	.Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure).....	67
IV.5	.Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003).....	68
IV.6	.Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale .....	69
IV.6.1	.Taux de participation massique.....	69
IV.6.2	.Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau.....	69
IV.6.3	.Justification sismique de la structure.....	71
IV.7	.Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003).....	72
IV.8	.Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ (A.5.9. R.P.A99/2003).....	73

IV.9.Vérification de l'effort normal réduit .....	74
IV 9.Conclusion.....	75
<b>Chapitre V. Étude des éléments structuraux</b>	
V . Introduction.....	76
V .1.Poutres:.....	76
V .1.1.Poutres:.....	76
V .1.1.1 Diagramme des efforts tranchants.....	77
V .1.1.2 Diagrammes des moments fléchissant .....	78
a. Poutre Principale :.....	79
b. Poutre Secondaires :.....	79
V .1.2.Calcul du ferrailage .....	80
V .1.3 Schémas de ferrailage:.....	83
V .2 Etude des poteaux:.....	84
V .2.1 Sollicitation de calcul :.....	85
V .2.2 Calcul du ferrailage :.....	86
V .2.3 Les schémas Ferrailage des poteaux.....	95
V .3 Etude des voiles : .....	98
V .3.1 Voiles :.....	96
V .3.2 Ferrailage de voiles :.....	100
V .3.3 Schema de ferrailage.....	107
<b>Chapitre VI. Étude de l'infrastructure</b>	
VI .Introduction .....	108
VI.1. Type de fondation adopté.....	108
VI.2. Radier général nervuré.....	108
VI.2.1.Pré dimensionnement du Radier.....	109
VI.2.1.1.Dalle du radier.....	109
VI.2.2 Dimensions du radier.....	110
Vérification au poinçonnement :.....	111
VI.2.3.Ferrailage du radier .....	112
VI.2.3.1.Calcul des sollicitations.....	112
VI.3.Les nervures.....	115
VI.4 Dimensionnement du mur de soutènement :.....	117



## Liste des Tableaux

TabII.1: les types de plancher .....	7
TabII.2 : Type des dalles pleines.....	10
Tab II.3: Pré dimensionnement des différentes poutres .....	13
TabII.4: vérification selon le RPA .....	13
Tab II.5: vérification selon le RPA des voiles .....	14
Tab. II.7: Évaluation de la charge « G » de plancher étage courant .....	15
Tab. II.8 : Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs .....	16
Tab. II.9 : Évaluation des charges « G » à dalle pleine.....	16
Tab. II.10 : Évaluation des charges « G » plancher terrasse accessible.....	16
Tab. II.11: Évaluation des charges « G » dans l'escalier palier .....	16
Tab. II.12 : Évaluation des charges « G » dans l'escalier(Volée).....	17
Tab . II .13 : Evaluation des surcharges d'exploitations (Q). .....	17
Tab II.14: Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau .....	21
Tab II.15: Vérification des poteaux à la compression simple .....	23
Tab.II.16: Vérification au flambement des poteaux.....	25
Tab. II.17:Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau .....	25
Tab II.18: Vérification des poteaux à la compression simple .....	27
Tab II.19: Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (P1 et P2). .....	27
Tab II.20: récapitulatif des dimensions des éléments.....	27
Tab III-1: Les différents types de poutrelles.....	31
Tab III-2:Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle .....	32
Tab III-3: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles .....	32
Tab III-4: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des moments .....	32
Tab III-5: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des moments .....	33
Tab III-6: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des moments .....	33
Tab III-7 : Les différentes méthodes adoptées pour calcul des efforts .....	33
Tab.III-8: Sollicitation maximal des différents types des poutrelles E.C .....	34
Tab.III-9 : Sollicitation maximal des différents types de poutrelles T.I.....	34
Tab III-10: résultats calcul .....	40
Tab.III.11: Évaluation de la flèche dans les planchers étage courant et terrasse inaccessible..	42
Tab. III.12 le Ferrailage des poutrelles dans les différents étages .....	43

Tab. III.13: ferrailage de la dalle sur trois appuis .	44
Tab. III.14 : Résultats de ferrailage de la dalle pleine.	47
Tab .III.15: Vérification des états limites de compression du béton	48
Tab III.16 : vérification de la flèche dans la dalle pleine	48
Tab. III.17: ferrailage de volée	52
Tab.III.18: vérification des contraintes à l'Els.	52
Tab .III.19: Différentes combinaisons d'actions.	56
Tab. IV.1.Détermination de facteur de qualité Q	63
Tab. IV.2: Détermination du " $\xi$ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)	63
Tab IV.3: Périodes /Participation massiques et nombre de modes à considérer	65
Tab. IV.4 : Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y	66
Tab. IV.5: Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y	66
Tab. IV.6: Déterminations des moments par niveau suivant X et Y	67
Tab . IV.7 : Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles	67
Tab. IV.8 : Déterminations de l'effort tranchant à la base.	69
Tab. IV.9 : Vérification de déplacement inter-étage.	69
Tab.IV.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .	71
Tab.IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit.	72
Tab.IV.12 Caractéristiques géométriques et structurelles de la Superstructure	72
Tab V.1 : Sollicitations statique dans les poutres (effort tranchant)	75
Tab V.2 : Sollicitations statique dans les poutres principales	76
Tab V.3 : Sollicitations statique dans les poutres secondaires	77
Tab V.4 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons	78
Tab V.5 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse.	78
TabV.6 Vérification des contraintes tangentielles	79
Tab.V.7 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	79
Tab V.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton	80
Tab V.9 : Vérification de létat limite de déformation	80
Tab V.10 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	82
Tab.V.11 : Sollicitations dans les différents poteaux	83
Tab V.12 : Ferrailage longitudinal des poteaux	85
Tab V.13 : Armatures transversales des poteaux	86
Tab V.14 : Vérification du flambement des poteaux	87

Tab V.15 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux .....	89
TabV.16:Vérification des contraintes de cisaillement. ....	90
Tab V.17: Les moments résistants dans les poteaux .....	91
Tab V.18: Les moments résistants dans les poutres .....	91
Tab V.19 Vérification de la zone nodale.....	92
TabV.20 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux .....	93
Tab V.21: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=2m$ .....	99
Tab V.22: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=V_{x4}=V_{x5}=1m$ .....	99
Tab V.23: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x6}=1,5m$ .....	99
Tab V.24: Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=V_{y3}=V_{y4}=1,5m$ . ....	100
Tab V.25 : Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=V_{y5}=1m$ .....	100
Tab V.26: Sollicitations maximales dans le voile $V_{y6}=2m$ .....	100
Tab V.27 Ferrailage du voile $V_x$ (sens x-x).....	102
Tab V.28 Ferrailage du voile $V_y$ (sens Y-Y) .....	103
Tab V.29 Ferrailage des voiles horizontales et vérification.....	103
Tab VI .1 Ferrailage du radier .....	112
Tab VI.2 Vérifications les contraintes d'aciens .....	112
TabVI.3. : Ferrailage de nervure sens XX .....	113
TabVI.4.:Vérification des contraintes.....	114
Tab VI.5 : Pré-dimensionnement mur.....	116
Tab VI.6 : Récapitulatif des contraintes et des forces sur les murs.....	118
Tab VI.7 : Résultat de stabilité des murs .....	121
Tab VI.8 : Ferrailage de la semelle et du voile .....	123

## Liste des figures

Fig II.1: Coupe transversale sur un plancher à corps creux .....	7
Fig. II.2 Coupe transversale d'une poutrelle.....	7
Fig.II.3 Schéma de la disposition des poutrelle .....	9
Fig. II.4 schéma statique de l'escalier .....	11
Fig. II.5 schéma statique de l'escalier a 2 volée .....	11
Fig.II.6. Vue en plan d'un acrotère .....	12
Fig.II.7 coupe verticale d'un voile .....	14
Fig II.8 coupe transversale des planchers .....	15
Fig II.9 les poteaux les plus sollicitées.....	17
Fig II.10 Poteau « P2 » de la descente de charge terrasse inaccessible.....	18
Fig III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 .....	29
Fig III.2 moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travée .....	29
Fig. III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées .....	29
Fig.III.4: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) .....	29
Fig .III.5 schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.....	49
Fig.III.6: schéma statique d'une volée.....	49
Fig .III.7: schéma ferrailage de l'escalier .....	54
Fig .III.8: Coupe transversale de l'acrotère. ....	54
Fig III.9: Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	58
Fig. IV.1 : Limite des décrochements en plan.....	60
Fig. IV.2 : Limites des décrochements en élévation.....	60
Fig. IV.3: Le logiciel ETABS version 16.2.0.....	62
Fig.IV.4. Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure.....	62
Fig IV.5: Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003.....	64
Fig. IV.6: Limite des décrochements en plan.....	73
Fig.V.1 : schéma de ferrailage des poutres principales.....	81
Fig.V.1 : schéma de ferrailage des poutres secondaires .....	81
Fig V.3 Section d'un poteau.....	88
Fig V.4 Zone nodale.....	90
Fig V.5 Les schémas de ferrailage poteaux .....	96
FigV.6 Schéma d'un voile plein.....	98

## Liste des figures

Fig.V.7 : schéma de ferrailage de voile VX1 $E_p=20\text{cm}$ .....	105
Fig.V.8 : schéma de ferrailage de voile Vy1 $E_p=15\text{cm}$ .....	105
Fig.VI.1 Radier général nervuré.....	107
FigVI.2. : zone de contact Poteau-semelle.....	109
FigVI.3 : Schéma de ferrailage de radier .....	113
Fig VI.4 Schéma de ferrailage des nervures .....	114
Fig VI.5:Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton arm .....	115
Fig VI.6.:La coupe transversale.....	116
Fig VI.7 Le schéma de mur de 6,1 mètre de hauteur.....	117
Fig VI.8 Diagramme des contraintes et représentation des forces .....	118
Fig VI.9 : Présentation du diagramme des contraintes: $\sigma_{h1}$ , $\sigma_{h2}$ , $\sigma_{h3}$ .....	119
Fig VI.10 : Répartition des forces de poussées F1, F2, F3, F4.....	119
Fig VI.11 :Ferrailages double armature du voile et la semelle.....	126

***Introduction***

***Générale***

## **Introduction générale**

Le domaine génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, constructions industrielle etc. les ingénieurs s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des habitants et la protection de l'environnement.

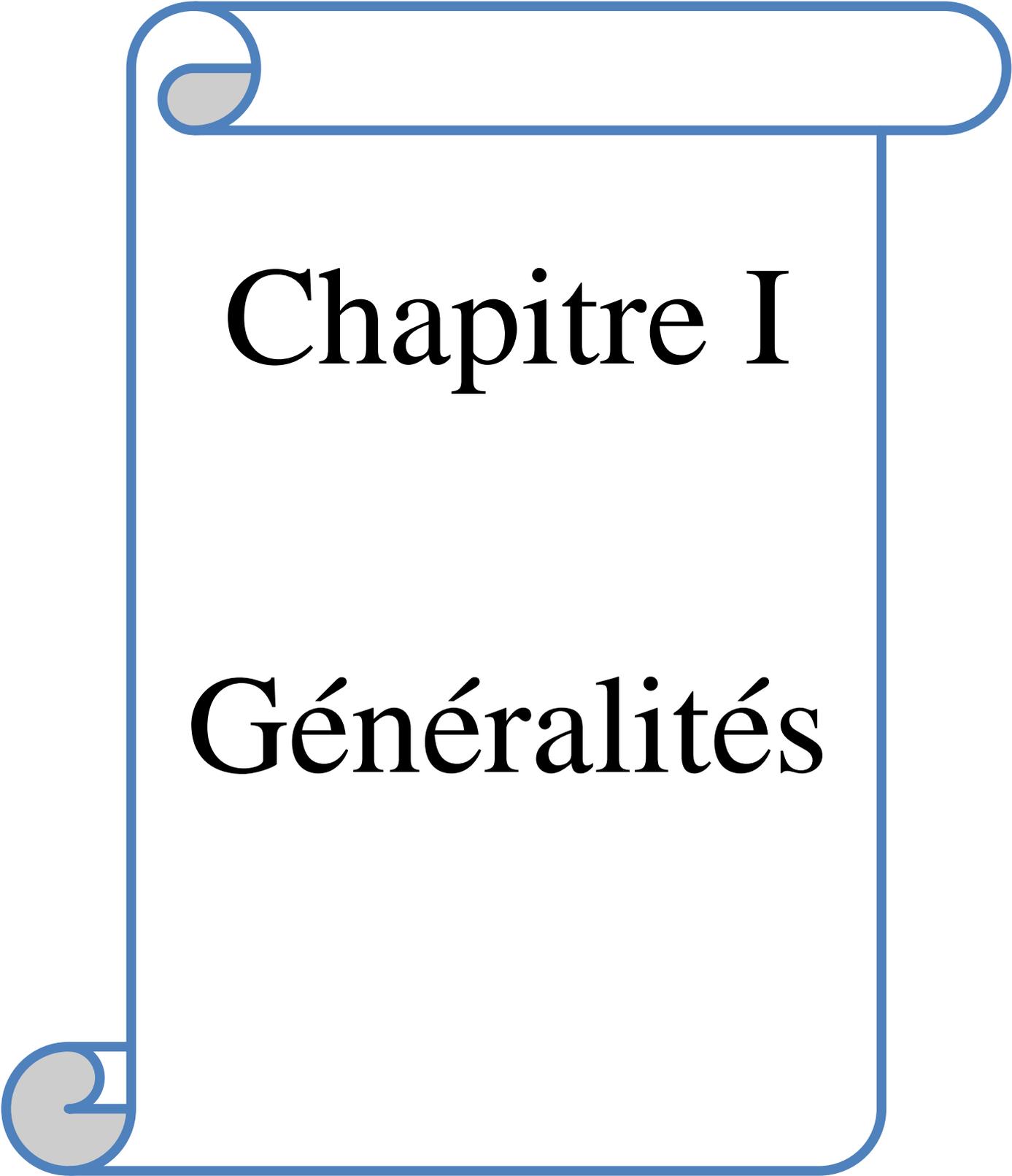
Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'évaluer le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution des problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des nouvelles solutions permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que la résistance et surtout la sécurité l'économie, l'esthétique.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en R+7+(2 Sous-Sol) en béton armé sis à Aboudaou, wilaya (Bejaïa), à usage d'habitation et commercial. Il est contreventé par un système mixte (voiles + portiques), ainsi notre étude est partagée en six chapitres.

Après avoir présenté le projet, les règlements et les normes utilisées et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on passe au deuxième chapitre au pré-dimensionnement des éléments du bâtiment. Au chapitre III, nous présentons le calcul des éléments secondaires de l'ouvrage tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère, etc.

Le chapitre IV est consacré à la recherche d'un bon comportement de la structure par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées par RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet  $P-\Delta$  et effort normal réduit). Ensuite le calcul du ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) est développé dans le chapitre V et enfin au chapitre VI, on termine par le calcul des fondations et on clôture le mémoire par une conclusion générale.



# Chapitre I

## Généralités

## I.1.Introduction

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

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

## I.2.Présentation du projet

Notre projet de fin études consiste en l'étude un bâtiment en béton armée et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7 avec 2 sous-sol) a usage habitation et commercial.

Le projet qui nous a été confié sera implanté à BEJAIA(Aboudaw), selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003), région correspondant à la zone (IIa), zone de moyenne sismicité.

## I.3.Nature de notre ouvrage:

2 sous-sols considérés comme parking

Un rez de chaussé à usage commerciale

Une cage escalier

Une cage ascenseur

### I.3.1. Donnée géométriques de l'ouvrage :

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants :

En élévation :

- Hauteur du sous-sol 1 : 3,06 m
- Hauteur du sous-sol 2 : 3,06 m
- Hauteur du RDC commerciale : 4,08 m
- Hauteur du étage courant : 3,40 m
- Hauteur de l'acrotère est de : 60 cm
- Hauteur totale de la construction : 29,40 m

En plan :

- Longueur totale : 25,7m
- Largeur totale : 25,7m

## I.4. Système de contreventement :

Selon le RPA99 /2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa , il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile.

## I.5.Règles et hypothèse de calcul :

Toute la procédure de calcul devra respecter des règlements, dites « **Règles professionnelles ou règles de l'Art de l'Ingénieur** ». Ces règles exposent des méthodes à utiliser pour des cas précis et les obligations associées et que l'on peut résumer en :

### I.5.1. Règles de calcul :

1. Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).
2. Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC.2.2).
3. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 révisées 99).
4. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

### I.5.2. Indications générales sur les règles BAEL91

#### I.5.2.1. Notion sur les états limites :

On distingue deux états limite de calcul :

- État limite ultime de résistance.
- État limite de service.

##### a. Etat limite ultime (ELU) :

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

- Etat limite d'équilibre statique qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux de construction qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

##### b. Etat limite de service (ELS) :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des Conditions satisfaisantes, On distingue :

- Etat limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : la corrosion des armatures insuffisamment Protégés, comprenait la durabilité de l'ouvrage. des fonctions d'étanchéité ou des critères Esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent crée des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

### I.6. Action et sollicitations de calcul

#### I.6.1. les actions :

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc), ou résultant de

déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

**a) Les actions permanentes (G) :**

Leurs intensités sont constantes, elles comprennent

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

**b) Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

**c) Les actions accidentelles (LA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux

**I.6.2. Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003)**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des Déformations sont :

**Situations durables :**

- ELU :  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ELS :  $G + Q$

**Situations- accidentelles :**

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1.2E$ . (pour les portiques auto-stables)
- $0.8 \times G \pm E$ .

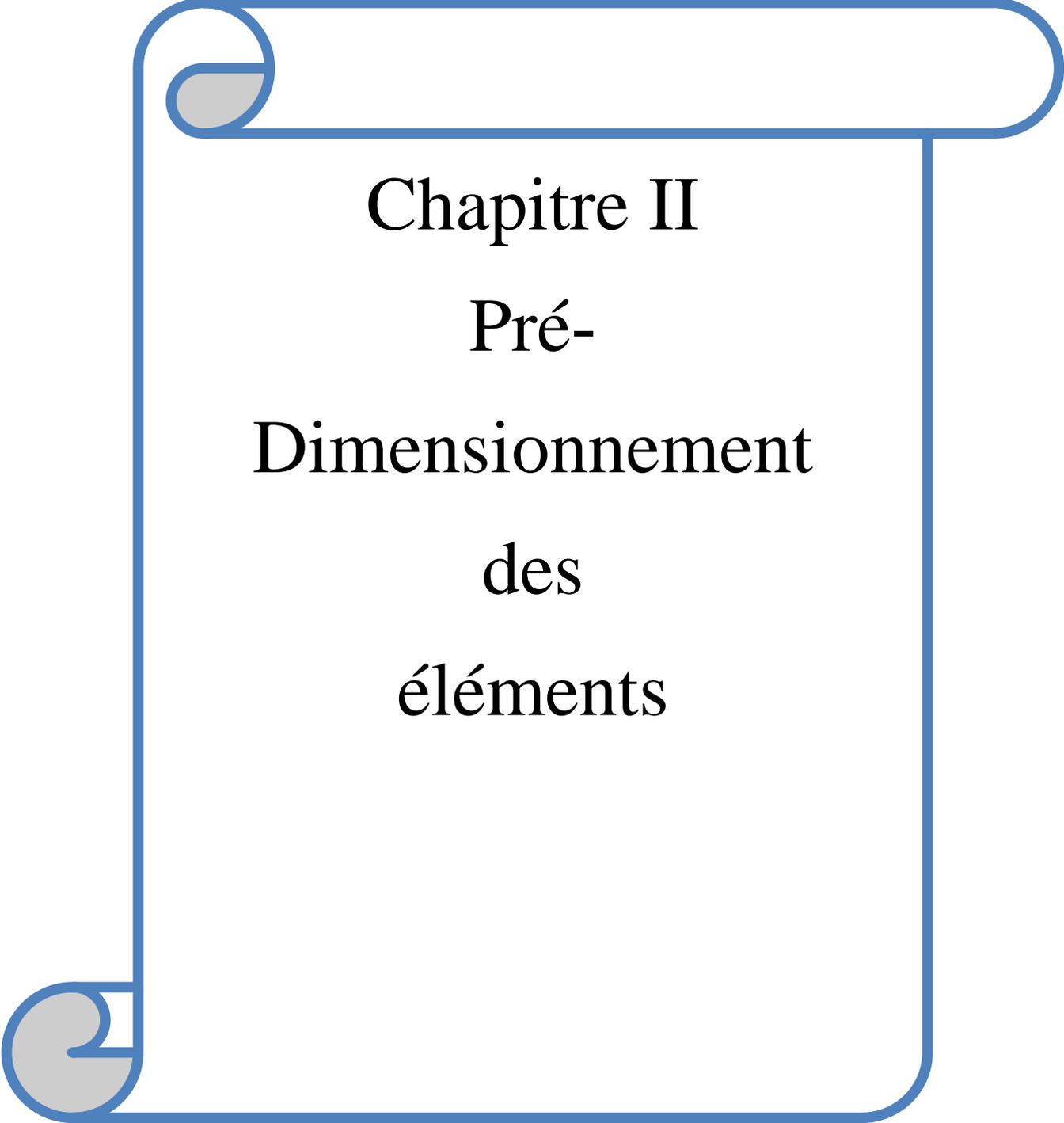
Avec :

- **G**: charge permanente.
- **Q** : charge d'exploitation.
- **E** : l'action du séisme

**I.7. Conclusion :**

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés sont données dans le tableau suivant

Béton	Acier
✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	✓ $f_e 400 \text{ et } f_e 500$
✓ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	✓ $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
✓ $\gamma_b = 25 \text{ MPa}$	✓ $\sigma_{st} = 348 \ll \text{situation durable} \gg$
✓ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	✓ $\sigma_{st} = 400 \ll \text{situation accidentelle} \gg$
✓ $E_{ij} = 23456.59 \text{ MPa}$	✓ $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa} \ll$
✓ $E_{vj} = 10818.86$	$\text{fissuration préjudiciable} \gg$
✓ $f_{bu \text{ courante}} = 14.2 \text{ MPa}$	✓ $\sigma_{st} = 164.79 \text{ MPa} \ll$
✓ $f_{bu \text{ accidentelle}} = 18.84 \text{ MPa}$	$\text{fissuration très préjudiciable}$



Chapitre II  
Pré-  
Dimensionnement  
des  
éléments

### II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments constituant la structure. Il sera fait selon les règles du CBA93 et du RPA 99 Version 2003, pour arriver à déterminer une section économique.

### II.2. Les éléments secondaires :

Les éléments secondaires ou les éléments non structuraux ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement d'une façon direct lors d'un séisme tels que les poutrelles l'acrotère.etc.

#### II.2.1 Les planchers :

##### A. Définition :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé.

##### B .Plancher a corps creux :

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{CBA art B 6.8.4.2.4})$$

La hauteur du plancher dépend de la portée des poutrelles selon BAEL 91/2003 :

En trouve les types de (12+4 , 16+4 , 20+4, 20+5 ,25+5)

$$h = h_{cc} + h_{dc}$$

$L_{max}$  : travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

( $h_{cc}$ = hauteur du corps creux et  $h_{dc}$ =hauteur de la dalle de compression)

Dans notre cas :

TabII.1: les types de plancher

Planchers	Dispositions 1	Dispositions 2
$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5}$	$ht = \frac{391-30}{22,5}$ $ht = 16,04 \text{ cm}$	$ht = \frac{450-30}{22,5}$ $ht = 18,66 \text{ cm}$
$h = h_{cc} + h_{dc}$	16+4cm	16+4cm

Les deux dispositions on adopte : 16+4cm

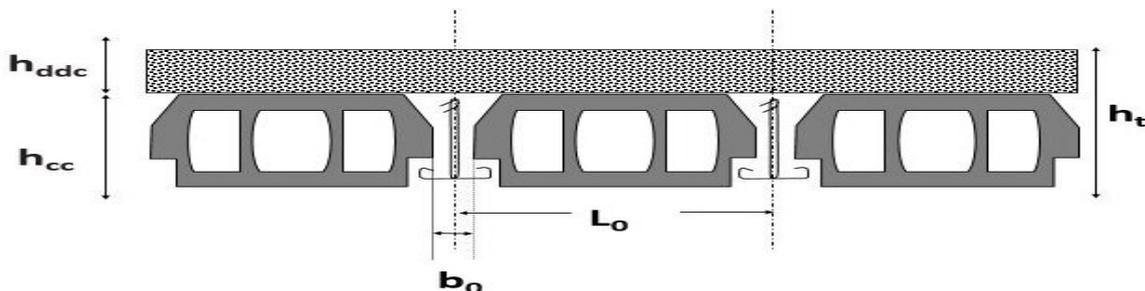


Fig II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

### C. Les poutrelles :

#### ❖ Définition :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher,

les poutrelles se calculent comme des sections en T.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet les dispositions des poutrelles sont effectuée selon les deux critères

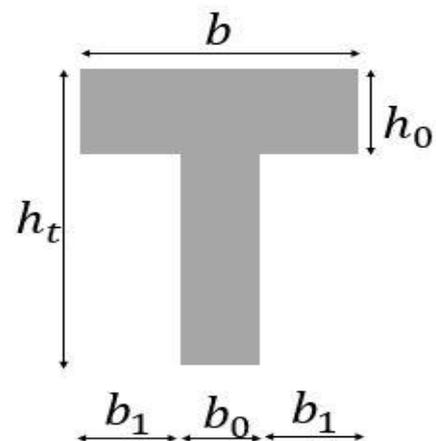


Fig. II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle

Pré dimensionnement des Poutrelles

$h$  : hauteur totale de la poutrelle

$h_0$  : hauteur de dalle de compression

$b_0$  : largeur de la nervure

$b$  : largeur efficace

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \text{ (CBA93 , ART 4.1.3)}$$

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

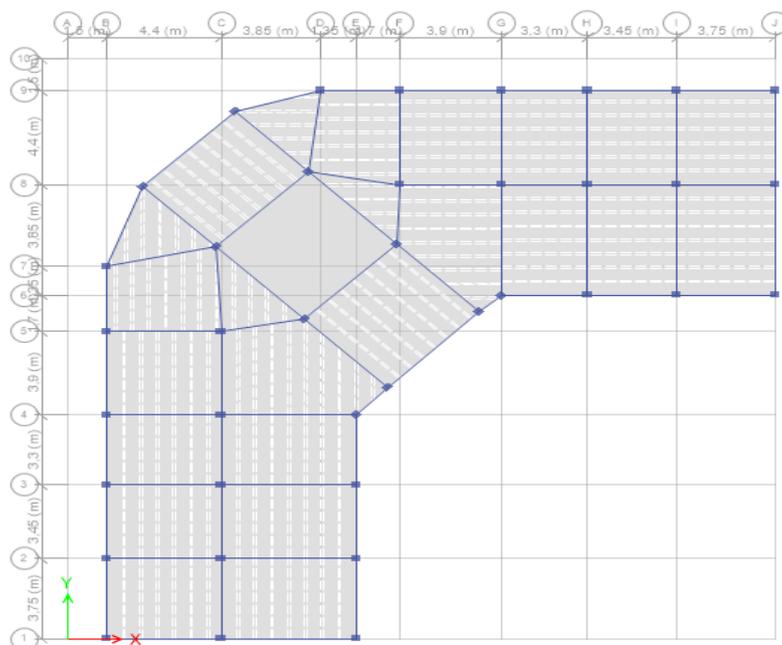
$L_y^{\min}$  : longueur minimale entre nus d'appuis d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on ce qui suit :

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

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{\min} = 301 - 30 = 271 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \left( \frac{55}{2}; \frac{271}{10} \right) \text{ ce qui donne } b = 65 \text{ cm}$$



• **Fig.II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles**

**II.2.2 Dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

- **Critère de résistance :**

$e \geq \frac{lx}{20}$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{lx}{35} < e < \frac{lx}{30}$  Pour les dalles sur quatre 4 appuis avec  $f < 0,4$

$\frac{lx}{45} < e < \frac{lx}{40}$  pour les dalles sur Trois 3 OU quatre 4 appuis avec  $f > 0,4$

- **Coupe-feu :**

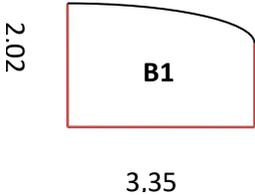
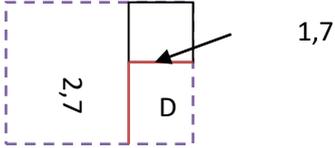
Epaisseur de 7 cm Pour une heure de coupe-feu.

Epaisseur de 11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte plus de 2 types de dalle pleine

On donne deux exemples

**TabII.2 : Type des dalles pleines**

BALCON	DALLE PLEINE
	
CALCULE	CALCULE
<p>Dalle sur trois appuis</p> <p><math>Lx = 335\text{cm}</math> <math>Ly = 202</math></p> <p><math>f = \frac{202}{335} = 0,60 &gt; 0,4</math></p> <p><math>\frac{202}{45} &lt; e &lt; \frac{202}{40}</math></p> <p><math>4,49\text{cm} &lt; e &lt; 5,05\text{cm}</math></p>	<p>Dalle sur deux appuis</p> <p><math>Lx = 1,7 \text{ m}</math></p> <p><math>Ly = 2,7 \text{ m}</math> <math>f = \frac{170}{270} = 0,629 &gt; 0,4</math></p> <p><math>e \geq lx/20</math> <math>e \geq 1,7/20</math> <math>e \geq 8,5 \text{ cm}</math></p>

**II.2.3 L'escalier**

**A. Définition :**

Les escaliers est une succession des marches permettant le passage d'un niveau a un autre.

Pour tous les étages, il y a un seul type d'escalier

Les dimensions d'un escaliers revient a déterminer ce qui suit :

La hauteur h et la largeur g des marches

La hauteur des contres marches h entre (14 a 18) cm

Le giron g entre 25 a32cm

Nous allons utiliser la formule de BLONDEL

Vérifiant la cohérence entre la hauteur et le giron :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

Nombre de contre marche (n) :  $n = \frac{H}{h}$

On fixe :

La hauteur de contre marche h =17cm on aura le nombre le nombre de contre marche  $n = \frac{170}{17} = 10$ ,

le nombre de marche

$$(n-1) = (10 - 1) = 9 \text{ marches}$$

ce qui donne la formule de BLONDEL est vérifiée

**Epaisseur de la paillasse (e) :** l'épaisseur est déterminer a partir de

La condition suivante :

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

a) L'inclinaison du paillasse :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L_v} \Rightarrow \text{Tg } \alpha = \frac{170}{340} = 0,5$$

$$\alpha = 26,56^\circ \quad \text{avec}$$

$L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier de départ

$L_{p'}$  : longueur du palier d'arrivée

$$L = L_p + \sqrt{l_v^2 + H^2}$$

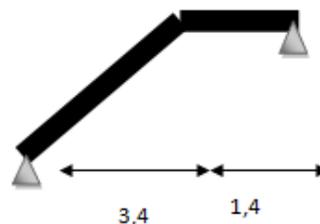


Fig. II .4: schéma statique de l'escalier

$$L = 1,4 + \sqrt{3,4^2 + 1,7^2} = 5,20\text{m}$$

$$520/30 \leq e \leq 520/20$$

$$17,33 \leq e \leq 26 \quad \text{en prend } e = 20 \text{ cm}$$

Deuxième exemple :

La même méthode de calcul

$$L_0 = 1,4 + \sqrt{1,87^2 + 3,4^2} = 5,28 \text{ m}$$

$$528/30 \leq e \leq 528/20 \quad \text{en prend le } e = 20 \text{ cm}$$

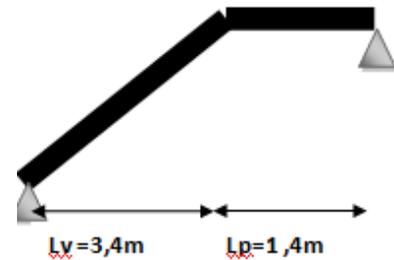


Fig .II.5 : schéma statique de l'escalier à 2 volées

On voit bien que pour les dalles pleines que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur  $e=12\text{cm}$ .

#### II.2.4 L'acrotère :

**Définition :** L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

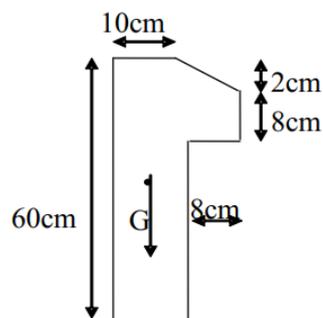


Fig.II.6.:Vue en plan d'un acrotère

### II.3 Eléments principaux:

#### II.3.1 Les poutres :

##### Définition :

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91, CBA93 comme suite :

Hauteur de la poutre

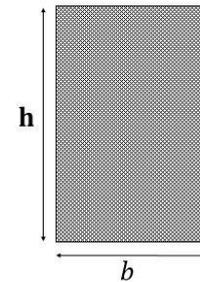
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Largeur de la poutre

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$h_t$  : Hauteur totale de la poutre.       $b$  : largeur de la poutre.

$L$  : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée.



L'article (7.5.1) du RPA exige les conditions

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

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

$$h/b \leq 4$$

Les structures en béton armé on distingue deux types de poutres

-Poutres principales      -Poutres secondaires

Tab II.3: Pré dimensionnement des différentes poutres

TYPE	Poutres Principales	Poutres secondaires	Adaptation
1	$L=520-30=490\text{cm}$ $\frac{490}{15} \leq ht \leq \frac{490}{10}$ $32,667 \leq h_t \leq 49 \text{ cm}$	$L=391-30=361\text{cm}$ $\frac{361}{15} \leq ht \leq \frac{361}{10}$ $24,06 \leq h_t \leq 36,1$	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pp $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ PS
2	$L=505-30=475\text{cm}$ $\frac{475}{15} \leq ht \leq \frac{475}{10}$ $31,66 \leq ht \leq 47,5 \text{ cm}$	$L=450-30=420\text{cm}$ $\frac{420}{15} \leq ht \leq \frac{420}{10}$ $28 \leq h_t \leq 42$	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pp $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ PS

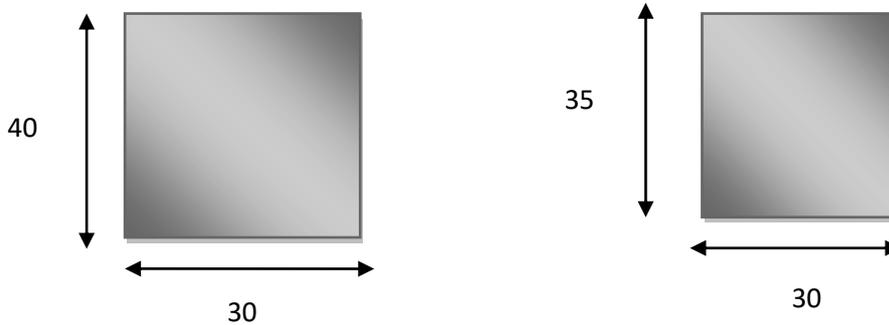
Tab II.4: vérification selon le RPA

L'article (7.5.1) du RPA	Les conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
	$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifiée
	$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
	$h/b \leq 4$	1,333	1,667	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront :

**Poutre principale** : (30x40) cm<sup>2</sup>

**Poutre secondaire** : (30x35) cm<sup>2</sup>

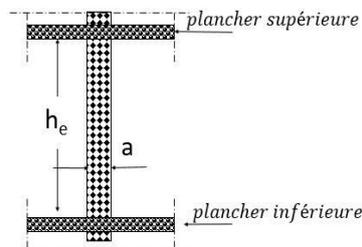


### II.3.2 Les voiles :

#### Définition

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Selon le RPA 99 version 2003 les voiles doit satisfaire les conditions suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = \text{hauteur libre d'étage;} \\ e : \text{l'épaisseur du voile;} \\ L: \text{longueur du voile.} \end{array} \right. \quad \text{RPA (article 7.7.1)}$$



- 
- **Fig.II.7: coupe verticale**

Dans notre projet la hauteur libre des étages courants est déférente à celle du RDC donc

**Tab II.5: vérification selon le RPA des voiles**

Les niveaux	he	$\max(\frac{h_e}{22}, 15\text{cm})$	Vérification	a
<b>RDC .C</b>	408 – 35	16,95 cm	<b>Vérifiée</b>	20 cm
<b>ETAGES</b>	340 – 35	13,86cm	<b>vérifiée</b>	15 cm
<b>S.sol</b>	306 – 35	12,32cm	<b>Vérifiée</b>	15 cm

### II.3.3 Les poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

Pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Tel que :

$h_e$ : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 4.08$  m le RDC commerciale.

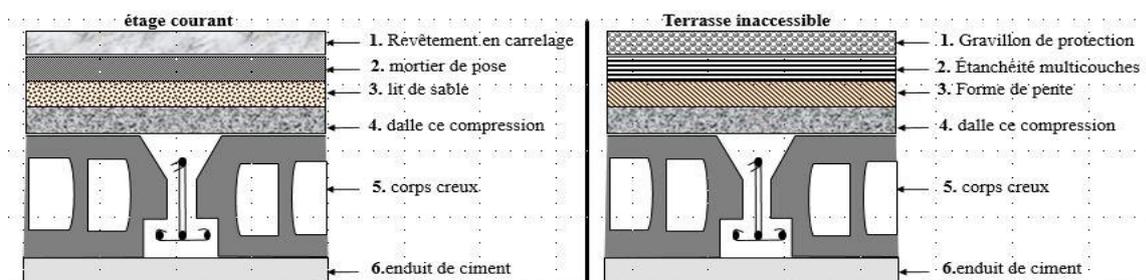
$h_e = 3.40$  m le RDC habitation et étage courant.

$h_e = 3.06$  m les Sous-Sols.

On adopte préalablement la section des poteaux ( $b_1 \times h_1$ ) comme suit :

- ❖ sous-sol 1 et 2 est de section ( $50 \times 55$ )  $\text{cm}^2$ .  $b_1$
- ❖ La RDC commerciale est de section ( $45 \times 50$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ 1<sup>ème</sup> est de section ( $45 \times 50$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage est de section ( $40 \times 45$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ 4<sup>ème</sup> étage et 5<sup>ème</sup> étage est de section ( $35 \times 40$ )  $\text{cm}^2$ .
- ❖ 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section ( $30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$ .

#### II.3.3.a. Évaluation des charges permanente



• Fig II.8 : coupe transversale des planchers

- Plancher terrasse inaccessible :

Tab. II.6 : Évaluation des charges « G » terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon	4	0.68
Étanchéité	2	0.12
Forme de pente	10	2.2
Plancher corps creux (16+4)	20	2.85
Isolation thermique (liège)	2.5	0.1
Enduit en plâtre	2	0.2
Charge permanente totale		<b>G= 6.15</b>

- Plancher à corps creux

Tab. II.7: Évaluation de la charge « G » de plancher étage courant

Désignation des éléments	e(cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de séparation	/	1
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	2	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanente totale		<b>5.21</b>

- Murs extérieurs (doubles cloison) :

Tab. II.8 : Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	2	0.2
Briques creuses	15	1.35
Lame d'air	5	0
Briques creuses	10	1
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente totale		<b>2.82</b>

- en dalle pleine Plancher:

- Tab. II.9 : Évaluation des charges « G » à dalle pleine

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	2	0.36
Plancher dalle pleine	15	3.75
Enduit en ciment	1.5	0.27
Charge permanente totale		<b>5.18</b>

- Plancher terrasse accessible :

Tab. II.10 : Évaluation des charges « G » plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	4	0.68
Multicouche d'étanchéité	2	0.12
Isolation thermique	2.5	0.1
Forme de pente	10	2.2
Dalle plein	15	3.75
Enduit en plâtre	1.5	0.15
<b>Charge permanente totale</b>		<b>7</b>

- Escaliers

- Tab. II.11: Évaluation des charges « G » dans l'escalier palier

Désignation des éléments	e (cm)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0.44
Mortier de pose	3	0.54
Lit de sable	2	0.36
Dalle en béton armé	20	5
Enduit de ciment	2	0.36
<b>Charge permanente totale</b>		<b>5.82</b>

- Tab. II.12 : Évaluation des charges « G » dans l'escalier(Volée)

Désignation des éléments	e (cm)	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0.44
Lit de sable	2	0.36
Mortier de pose	3	0.54
Marche (avec un béton 22 KN/m <sup>3</sup> )	17	1.87
Paillasse	20	5.93
Enduit de ciment	2	0.36
<b>Charge permanente totale</b>		<b>9.5</b>

- Evaluation des surcharges d'exploitations (Q) :

Tab . II .13 : Evaluation des surcharges d'exploitations (Q).

Élément	Terrasse inaccessible	Etage d'habitation	Balcon	Escalier	Etage commerciale
<b>Surcharges (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1</b>	<b>1.5</b>	<b>3.5</b>	<b>2.5</b>	<b>5</b>

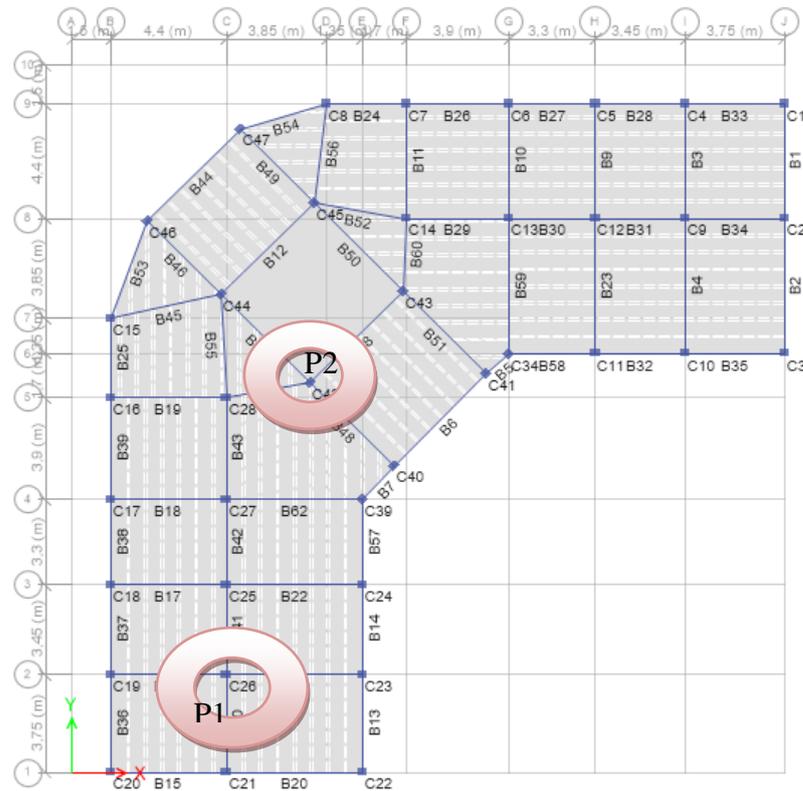


Fig II.9 : les poteaux les plus sollicités

### II.3.3.b..La descente de charges :

#### Poteau P2

Le poteau à étudier est celui qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. Pour ce faire,

on a sélectionné le poteau le plus sollicité P2

- Surface afférente
- Etage courant et étage commerciale et sous sol

$$S1 = Sv = 2,5 * 2,4 = 6 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,25 * 2,5 = 5,625 \text{ m}^2$$

$$S3 = (1,99 * 1,625)/2 = 1,6 \text{ m}^2$$

$$S4 = 5,4775 \text{ m}^2$$

$$(Stotale = 6 + 5,625 + 1,6 + 5,4775 = 18,701 \text{ m}^2)$$

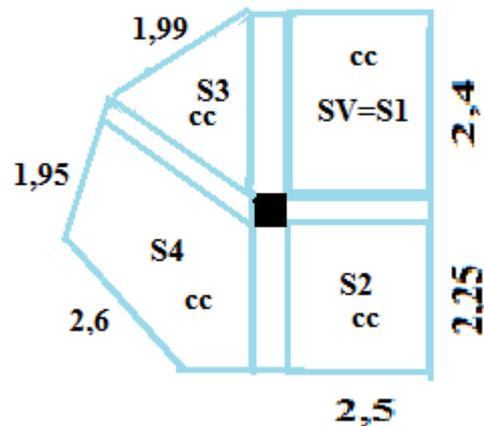


Fig. II.10: Poteau « P2 » de la descente de charge terrasse inaccessible

## ❖ Poids propre des poteaux :

$$P_{\text{pot}} = \rho \times b \times h \times H$$

$$\checkmark \text{ sous-sol 1 et 2 (50} \times \text{55) cm}^2: P_{\text{pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,55 \times 3,06 = 21,04 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ RDC commercial (45} \times \text{50) cm}^2: P_{\text{pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,45 \times 4,08 = 22,95 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ 1}^{\text{éme}} \text{ (45} \times \text{50) cm}^2: P_{\text{pot}} = 25 \times 0,5 \times 0,45 \times 3,4 = 19,12 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ 2}^{\text{éme}} \text{ et 3}^{\text{éme}} \text{ étage (40} \times \text{45) cm}^2: P_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,45 \times 3,40 = 15,3 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ 4}^{\text{éme}} \text{ et 5}^{\text{éme}} \text{ étage (35} \times \text{40) cm}^2: P_{\text{pot}} = 25 \times 0,4 \times 0,35 \times 3,40 = 11,9 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ 6}^{\text{éme}} \text{ et 7}^{\text{éme}} \text{ étage (30} \times \text{35) cm}^2: P_{\text{pot}} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,40 = 8,92 \text{ K}$$

## ❖ Poids des poutres :

$$\text{Poutres principales : } (0,3 \times 0,40 \times 25 \times (2,5 + 1,62)) = 12,36 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } (0,3 \times 0,35 \times 25 \times (2,25 + 2,4)) = 14,175,383 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres } P_p = 12,36 + 14,175 = 26,535 \text{ KN}$$

## ❖ Murs extérieur :

Dans tous les étages les murs extérieurs sont sur les deux poutres secondaires de longueur  $L = 2,25 + 2,4 = 4,65 \text{ m}$

$$P_{\text{mur}} = L \times G_{\text{mur}} \times H_{\text{mur}} = 2,82 \times 3,05 \times 4,65 = 37,41 \text{ KN} \quad \text{Etage courant}$$

$$P_{mur} = L \times G_{mur} \times H_{mur} = 2,82 \times 3,73 \times 4,65 = 49,75 \text{ KN} \quad \text{RDC commercial}$$

$$P_{mur} = L \times G_{mur} \times H_{mur} = 2,82 \times 2,71 \times 4,65 = 35,84 \text{ KN} \quad \text{2 sous sol}$$

❖ **Poids du plancher :**

▪ **Terrasse inaccessible :**

$$P_{TI} = G_{ti} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 6,21 \times (5,625 + 6 + 1,6 + 5,4775) = 116,1433 \text{ KN}$$

▪ **Étage courant :**

$$P_{EC} = G_{cc} \times (S_1 + S_3 + S_4) = 5,21 \times (5,625 + 1,6 + 5,4775) = 66,1803 \text{ KN}$$

$$P_{escalier} = 9,32 \times (6) = 55,92 \text{ KN}$$

▪ **RDC commercial :**

$$P_{RC} = G_{dp} \times (S_1 + S_3 + S_4) = 5,18 \times (5,625 + 1,6 + 5,4775) = 65,8613 \text{ KN}$$

$$P_{escalier} = 9,32 \times (6) = 55,92 \text{ KN}$$

**Sous sol :**

$$P_{SS} = G_{DP} \times (S_1 + S_3 + S_4) = 5,18 \times (5,18 + 1,6 + 5,4775) = 65,861 \text{ KN}$$

$$P_{escalier} = 9,32 \times (6) = 55,92 \text{ KN}$$

❖ **La charge d'exploitation sur les planchers :**

▪ **Terrasse inaccessible :**

$$Q = 1 \times [18,703 + (0,3 \times (2,25 + 1,62 + 2,4 + 2,5))] = 21,334 \text{ KN}$$

▪ **Étage courant :**

$$Q_{escaliers} = 2,5 \times 6 = 15 \text{ KN}$$

$$Q_{Ec} = 1,5 \times (5,625 + 1,6 + 5,4775) = 15,795 \text{ KN}$$

▪ **RDC commercial :**

$$Q_{escaliers} = 2,5 \times 6 = 15 \text{ KN}$$

$$Q_{RC} = 5 \times (5,625 + 1,6 + 5,4775) = 65 \text{ KN}$$

▪ **Sous sol :**

$$Q_{escaliers} = 2,5 \times 6 = 15 \text{ KN}$$

$$Q_{RC} = 2,5 \times (5,625 + 1,6 + 5,4775) = 32,5 \text{ KN}$$

- L'acrotère :

$$G = Gt \times Ly = 1,95 \times (2,25 + 0,3 + 2,4) = 10,26KN$$

$$Q = 1 \times (2,25 + 0,3 + 2,4) = 4,95KN$$

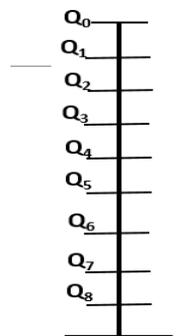
- Application de la loi de dégression

La loi de dégression des charges d'exploitation :

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :  $Q_0$
- Sous le dernier étage :  $Q_0 + Q_1$
- Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour  $n \geq 5$  :  $Q_0 + (3 + n/2n) (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$



Les charges transmises au poteau le plus sollicité sont résumé dans le tableau ci dessous

Tab II.14: Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau

NIVEAU	Elément	G(KN)	Q(KN)
N0	Corps creux	116,1433	<b>21,334 + 4,95</b>
	Poutre	26,535	
	L'acrotère	10,26	
	poteau	8,92	
	La somme	172,1243	
N1	V de T .inaccessible	172,1243	<b>26,284 + 30,795</b>
	Plancher niveau 1	66,018	
	Poutres	26,535	
	Poteau	8,92	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	37,41	
	La somme	358,0073	
N2	Venant niveau 1	358,0073	<b>26,284 + 0,95(2 × 30,795)</b>
	Plancher niveau 2	66,018	
	Poutres	26,535	
	Poteau	11,9	
	L'escalier	55,92	

	Double cloison	37,41	
	La somme	555,579	
N3	Venant niveau 2	555,579	<b>84,7945</b>
	Plancher niveau 3	66,018	<b>26,284 + 0,9(3 × 30,795)</b>
	Poutres	26,535	
	Poteau	11,9	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	37,41	
	La somme	753,5683	<b>109,4305</b>
N4	Venant niveau 3	753,5683	<b>26,284 + 0,85(4 × 30,795)</b>
	Plancher niveau 4	66,018	
	Poutres	26,535	
	Poteau	15,3	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	37,41	
	La somme	898,835	<b>130,987</b>
N5	Venant niveau 4	898,835	<b>26,284 + 0,8(5 × 30,795)</b>
	Plancher niveau 5	66,018	
	Poutres	26,535	
	Poteau	15,3	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	37,41	
	La somme	1100,014	<b>149,464</b>
N6	Venant niveau 5	1100,014	<b>26,284 + 0,75(6 × 30,795)</b>
	Plancher niveau 6	66,018	
	Poutres	26,535	
	Poteau	19,12	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	37,41	
	La somme	1211,681	<b>164,8615</b>
N7	Venant niveau 6	1211,681	<b>26,284 + 0,714(6 × 30,795 + 80)</b>
	Plancher niveau 7	65,861	
	Poutres	26,535	
	Poteau	22,95	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	45,755	
	La somme	1362,841	<b>215,329</b>
N8	Venant niveau 7	1362,841	<b>26,284 + 0,68(6 × 30,795 + 80 + 47,5)</b>
	Plancher niveau 8	65,861	
	Poutres	26,535	
	Poteau	21,04	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	33,24	
	La somme	1564,435	<b>238,627</b>
	Venant niveau 8	1564,435	
	Plancher niveau 9	65,861	

N9	Poutres	26,535	<b>26,284 + 0,68(6 × 30,795 + 80 + 2 * 47,5)</b>
	Poteau	21,04	
	L'escalier	55,92	
	Double cloison	33,24	
	La somme	1740,498	
	Totale	1740,498	<b>270,927KN</b>

$$G_{tot} = 1740,498KN$$

$$Q_{tot} = 270,927KN$$

### II.3.3.c Vérification pour le poteau P2:

✎ *L'effort normal ultime :*

le CBA93 (article B.8.1.1)

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 1740,498) + (1.5 \times 270,927) = 2756,0628KN$$

Le poteau est un poteau voisin de rive donc l'effort de compression ultime (Nu) doit être majoré de 10% alors :

$$Nu^* = 1.1 \times Nu = 1.1 \times 2756,0628 = 3031.61025 \text{ KN}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- - Le critère de résistance.
- - Le critère de stabilité de forme.
- - Les règles du RPA99/2003.

#### a. Le critère de résistance

Dimensionnement du poteau a la compression :

$$\frac{Nu^*}{B} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{1,5} \text{ Avec}$$

$$f_{c28} = 25MPA \text{ et}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$B = (0.55 \times 0.50) = 0.275m^2$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{14,2} \quad B \geq \frac{3031.61025 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,213 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{Adoptée}} = 0.275 \text{ m}^2 > B_{\text{Calculée}} = 0.203 \text{ m}^2$$

Les résultats de calculs pour tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab II.15: Vérification des poteaux à la compression simple

Etage	Nu*	Condition BAdoptée > Bcalculée		Observation
		B (m <sup>2</sup> )	B Calculés (m <sup>2</sup> )	
N0	298,973	0,105	0,021	vérifiée
N1	625,819	0,105	0,044	vérifiée
N2	964,945	0,14	0,067	vérifiée
N3	1299,609	0,14	0,0915	vérifiée
N4	1550,898	0,18	0,109	vérifiée
N5	1880,136	0,18	0,132	vérifiée
N6	2161,6935	0,225	0,152	vérifiée
N7	2585,675	0,225	0,182	vérifiée
N8	2716,920	0,275	0,191	vérifiée
N9	3031,669	0,275	0,213	vérifiée

On remarque que la condition  $B_{adoptée} > B_{calculée}$  est vérifiée dans tous les niveaux.

**b. Critère de stabilité de forme**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$Nu \leq \overline{Nu} = a^* \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{(BAEL91 art B. 8.4, 1)}$$

Avec:

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{cm}^2$ : section réduite du poteau → il faut vérifier que :  $B_r \geq B_{r\text{cal}}$
- $\alpha$ : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement
- $\gamma_s = 1.15$ : coefficient de sécurité de l'acier
- $A_s$ : section d'armature comprimé
- $f_e = 400 \text{MPa}$
- $\gamma_b$ : coefficient de sécurité du béton = 1.5
- $\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } : 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } : 50 < \lambda \leq 70$$

Tel que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$ : longueur de flambement  $l_f = 0.7 \times l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_0$  : la hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}$

$I$  : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

▪ **Exemple de calcul**

Pour le poteau de 2eme sous-sol :

$$50 \times 55 \text{ cm}^2 \quad Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma} + \frac{f_e}{100\gamma} \right)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142$$

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

$i$  : rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  avec  $I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.00693 \text{ m}^4$

$$i = 0.158 \quad \lambda = \frac{2.142}{0.158} \quad \lambda = 13.55 < 50$$

$$\alpha = 0.825$$

$$Br = (a-2)(b-2) = (55-2)(50-2) = 0.254 \text{ m}^2$$

Après une application numérique on trouve  $Br_{calculée} \geq 0.167 \text{ m}^2$

$0.254 \geq 0.167$  donc **pas de risque de flambement**

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

**Tab.II.16: Vérification au flambement des poteaux**

Etages	Nu*	i	$\lambda$	$\alpha$	Condition $Br > B_{calculé}$		Observations
					Br	Bcalculé	
N0	298,973	0,101	23,564	0,779	0,092	0,005	vérifiée
N1	625,819	0,101	23,564	0,779	0,092	0,03	vérifiée
N2	964,945	0,115	20,696	0,794	0,125	0,055	vérifiée
N3	1299,609	0,115	20,696	0,794	0,125	0,074	vérifiée
N4	1550,898	0,130	18,307	0,806	0,163	0,087	vérifiée
N5	1880,136	0,130	18,307	0,806	0,163	0,106	vérifiée
N6	2161,6935	0,144	16,527	0,814	0,206	0,121	vérifiée
N7	2585,675	0,144	19,833	0,798	0,206	0,147	vérifiée

<b>N8</b>	2716,920	0,158	13,556	0,825	0,256	0,149	<b>vérifiée</b>
<b>N9</b>	3031,669	0,158	13,556	0,825	0,256	0,167	<b>vérifiée</b>

On remarque que la condition  $Br > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

**Poteau 2 (P1)**

• **Tab. II.17: Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau**

Niveau	Élément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
<b>N0</b>	Plancher	69.56	12.66
	Poutre	22.16	
	Acrotère	16.38	
	Poteaux	8.92	
<b>La SOMME</b>		<b>117.02</b>	<b>12.66</b>
<b>N1</b>	Venant de N0	117.02	43.2
	Plancher	82.29	
	Poutre	22.16	
	Mur	32.5	
	Poteaux	8.92	
<b>La SOMME</b>		<b>231.29</b>	<b>43.2</b>
<b>N2</b>	Venant de N1	231.29	66.53
	Plancher	82.29	
	Poutre	22.16	
	Mur	32.5	
	poteaux	11.9	
<b>La SOMME</b>		<b>380.14</b>	<b>66.53</b>
<b>N3</b>	Venant de N2	380.14	87.26
	Plancher	77.32	
	Poutre	22.16	
	poteaux	11.9	
<b>La SOMME</b>		<b>491.52</b>	<b>87.26</b>
<b>N4</b>	Venant de N3	491.52	105.4
	Plancher	77.32	
	Poutre	22.16	
	Poteaux	15.3	
<b>La SOMME</b>		<b>606.3</b>	<b>105.4</b>
<b>N5</b>	Venant de N4	606.3	120.96
	Plancher	77.32	
	Poutre	22.16	
	Poteaux	15.3	
<b>La SOMME</b>		<b>721.08</b>	<b>120.96</b>
<b>N6</b>	Venant de N5	721.08	133.92
	Plancher	77.32	
	Poutre	22.16	

	poteaux	19.12	
<b>La SOMME</b>		<b>839.68</b>	<b>133.92</b>
<b>N7</b>	Venant de N6	839.68	146.01
	Plancher	77.32	
	Poutre	22.16	
	Poteaux	22.95	
<b>La SOMME</b>		<b>962.11</b>	<b>146.01</b>
<b>N8</b>	Venant de N7	962.11	201.48
	Plancher	76.87	
	Poutre	22.16	
	Poteaux	21.04	
<b>La SOMME</b>		<b>1082.18</b>	<b>201.48</b>
<b>N9</b>	Venant de N8	1082.18	208.39
	Plancher	76.87	
	Poutre	22.16	
	Poteaux	21.04	
<b>La SOMME</b>		<b>1202.25</b>	<b>208.39</b>
<b>Nu =1,35Gt +1,5Qt =1935.63 KN</b>			

Tab II.18: Vérification des poteaux à la compression simple

Etage	Nu*(KN)	Condition $B > B_{calculé}$		Observation
		B (m2)	Bcalculé(m2)	
<b>N0</b>	159.87	0.105	0.0112	Vérifiée
<b>N1</b>	419.78	0.105	0.0295	Vérifiée
<b>N2</b>	666.17	0.14	0.0469	Vérifiée
<b>N3</b>	875.68	0.14	0.0616	Vérifiée
<b>N4</b>	1080.91	0.14	0.0761	Vérifiée
<b>N5</b>	1286.94	0.18	0.0906	Vérifiée
<b>N6</b>	1488.68	0.18	0.1048	Vérifiée
<b>N7</b>	1694.65	0.225	0.1193	Vérifiée
<b>N8</b>	1977.89	0.225	0.1393	Vérifiée
<b>N9</b>	2178.17	0.275	0.1534	Vérifiée
<b>N10</b>	2449.45	0.275	0.1725	Vérifiée

On remarque que la condition  $B_r > B_{calculé}$  est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

**b . Vérification des conditions du RPA99 (7.4.1)****Tab II.19: Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (P1 et P2).**

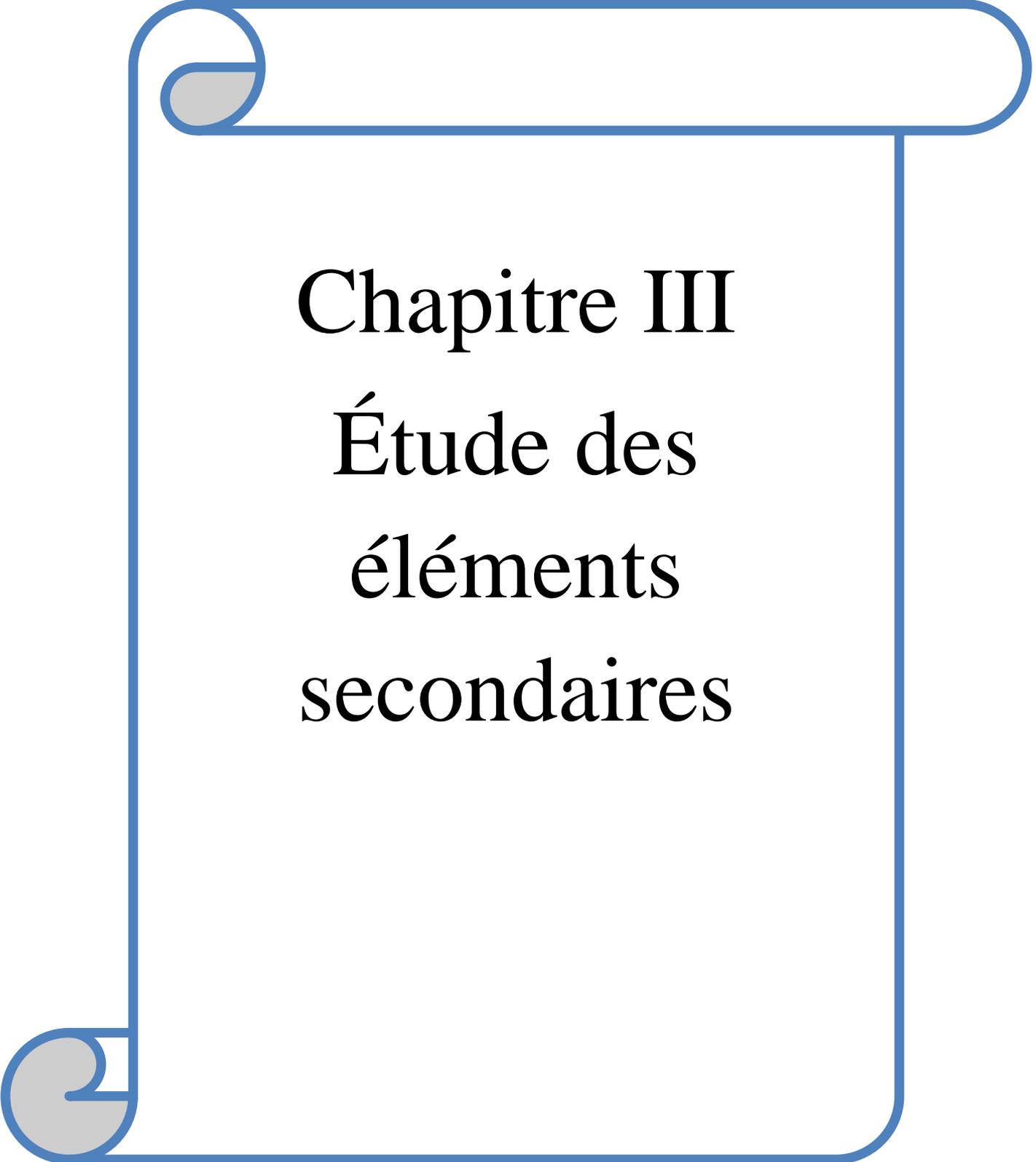
Poteau P1	(55*50)	(50*45)	(50*45)	(45*40)	(40*35)	(35*30)	observation
$\min(b1,h1) \geq 25\text{cm}$	50	45	45	40	35	30	vérifiée
$\min( b1,h1 ) \geq \frac{he}{20}$	13.3	18.4	15	15	15	15	vérifiée
$0.25 < \frac{b1}{h1} < 4$	0.909	0.9	0.9	0.888	0.875	0.857	vérifiée

**II.5 Conclusion**

Les dimensions prise pour les différents éléments sont montrée dans le tableau suivant

**Tab II.20: récapitulatif des dimensions des éléments**

Les éléments	Dimensions
Les voiles	e=15cm e= 20 cm
Poutres secondaires	30*35
Poutres principales	40*30
Les escaliers	e = 20 cm
Balcons et Dalle pleine	e =12cm
Plancher corps creux	16+4



Chapitre III  
Étude des  
éléments  
secondaires

### III.1 Introduction:

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante.

### III.2 Etude des planchers :

#### III.2.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation n'est pas très importante (généralement  $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$ ) tel que les bâtiments d'habitation, bureau,).

#### III.2.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

##### III.2.2.1 Méthode Forfaitaire

###### a. Domaine d'application

**BAEL91 (Art B.6.2.210)**

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

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

###### b. Application de la méthode

##### Valeurs des moments

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

- $M_{t+} (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$
- $M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0/2$  dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3 \alpha)M_0/2$  dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.

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

Avec :  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et  $\alpha = Q / (G+Q)$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

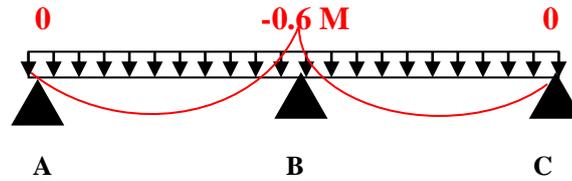


Fig. III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2

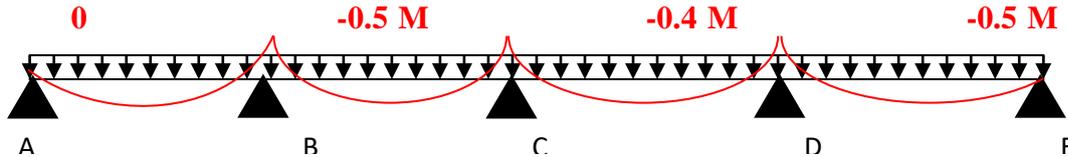


Fig.III.2 moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travée

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas s. de ferrailage) seulement le *BAEL91* préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $:0.15 M_0$ . Tel que  $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

**c. Évaluation de l'effort tranchant**

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

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

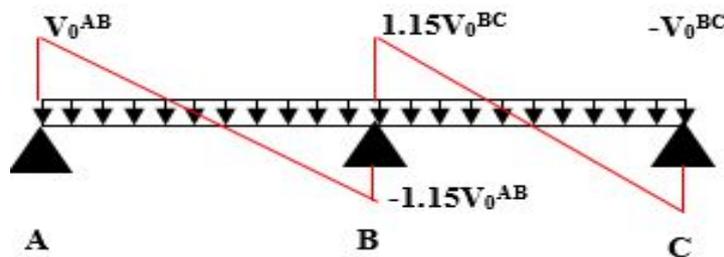


Fig. III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à

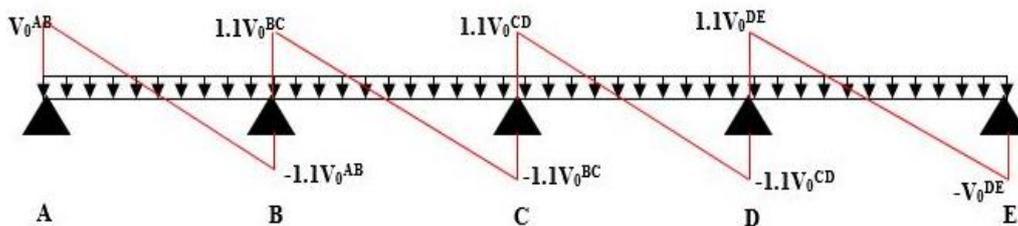


Fig.III.4: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02)

### III.2.2.2 Méthode de Caquot

#### a. Domaine d'application

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

La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

#### b. Application de la méthode

Moment en travée

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

En appuis

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

**BAEL (ArtL.III,3)**

$l_g'$  et  $l_d'$  : Longueur fictive

$P_g$  et  $P_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

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

L'effort tranchant

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

**BAEL (ArtL.III,3)**

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

Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

**a/Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

**b/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. Les différents types des poutrelles

**III.2.3. Les différents types des poutrelles**

**Tab III-1: Les différents types de poutrelles**

TYPE	schéma
TYPE1	
TYPE 2	
TYPE3	
TYPE4	
TYPE5	

**III.2.4 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

▪ **Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle :

- A l'ELU :

$$Qu = 1,35G + 1,5Q$$

- A l'ELS :

$$Qs = G + Q$$

$$Pu = l0 * qu \quad l0 = 0.65 \text{ m}$$

**Tab III-2: Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle**

PLANCHER	G	Q	ELU		ELS	
			qu(kn/m)	Qu(kn/m)	Qs(kn/m)	Ps(kn/m)
Terrasse inaccessible	6,21	1	9,884	6,424	7,21	4,687
Etage courant	5,21	1,5	9,286	6,0343	6,71	4,362

Les différents types de poutrelle sont disposés comme suit

- Terrasse inaccessible : type ( T1 , T2 ,T3,T4,T5)
- Etage courant : type (T1, T2 ,T3,T4,T5)

**Tab III-3: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles**

Type de poutrelle	Conditions d'application	cause	Méthode adopté
T3	Non vérifiée	$3,91/3,06 = 1,27 \notin [0,8; 1,25]$	Caquot minorée
T1 , T2	vérifiée	$3,75/3,45 = 1,08 \notin [0,8; 1,25]$	Forfaitaire
T4 et T5	/	/	RDM

**Exemple de calcul**

➤ **Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :**

➤ **Etude de poutrelles type T1 du Plancher étage courant :**

On voit que les conditions d’application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

- $1.5 \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2*5 .21) ; 1.5 < \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 10,42 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots$  vérifié
- $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,75}{3,45} = 1,0869 ; \frac{3,45}{3,3} = 1,045 \dots\dots\dots$  vérifié
- Fissuration peut nuisible..... vérifie.
- Inertie (I) constante ..... vérifié.

Donc on applique la méthode forfaitaire

**Tab III-4: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des moments**

Moments isostatiques		
Poutrelle Type 1	à L'ELU	à L'ELS
		$M_{ou} = \frac{qu \times l^2}{8}$
Travée A-B :	$\frac{6,0343 \times 3,75^2}{8} = 10,607 \text{ KN.m}$	$\frac{4,36 \times 3,75^2}{8} = 7,664 \text{ KN.m}$
Travée B-C :	$\frac{6,0343 \times 3,45^2}{8} = 8,978 \text{ KN.m}$	$\frac{4,36 \times 3,45^2}{8} = 6,4868 \text{ KN.m}$
Travée C-D :	$\frac{6,0343 \times 3,3^2}{8} = 8,214 \text{ KN.m}$	$\frac{4,36 \times 3,45^2}{8} = 6,4868 \text{ KN.m}$

**Moments aux appuis :**

**Appuis de rive :**

$$MA = MD = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0,15 \times M_0$

**Tab III-5: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des moments**

Moments aux appuis				
Poutrelle T1	Appuis de Rive		Appuis intermédiaires	
Les formules	$M_{rive} = 0,15 \times \max(M_{01}, M_{03})$		$M_{int} = -0,5M_0$	
	<i>MA</i>	<i>MD</i>	<i>MB</i>	<i>MC</i>
<b>ELU</b>	-1,59 KN.m	-1,59 KN.m	-5,304KN.m	-4,489KN.m
<b>ELS</b>	-1,149KN.m	-1,149 KN.m	-3,832KN.m	-3,2423KN.m

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1,5}{5,21+1,5} = 0,223$$

$$1+0,3\alpha = 1,066$$

$$1,2+0,3\alpha = 1,267$$

**Tab III-6: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des moments**

Les moments en travées				
	$M_{t1} + \frac{(Md + Mg)}{2} \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$		$M_{t2} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_0/2$	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b><math>M_{tAB}</math></b>	8,64KN.m	6,26KN.m	6,71KN.m	4,85KN.m
<b><math>M_{tBC}</math></b>	4,659KN.m	3,384KN.m	5,687 KN.m	4,108 KN.m
<b><math>M_{tCD}</math></b>	6,519 KN.m	4,705KN.m	5,203 KN.m	3,756KN.m

**Tab III-7 : Les différentes méthodes adoptées pour calcul des efforts**

<b>LES EFFORTS TRANCHANTS</b>					
<b>Travée AB</b>		<b>Travée BC</b>		<b>Travée CD</b>	
<b>VA</b>	<b>VB</b>	<b>VB</b>	<b>VC</b>	<b>VC</b>	<b>VD</b>
$\frac{qu \times l}{2}$	$-1,15 \times \frac{qu \times l_1}{2}$	$1,15 \times \frac{qu \times l_1}{2}$	$-1,15 \times \frac{qu \times l_1}{2}$	$+1,15 \times \frac{qu \times l_1}{2}$	$-\frac{qu \times l}{2}$
$\frac{6,03 \times 3,75}{2}$	$-1,15 \times \frac{6,03 \times 3,75}{2}$	$1,15 \times \frac{6,03 \times 3,45}{2}$	$-1,15 \times \frac{6,03 \times 3,45}{2}$	$1,15 \times \frac{6,03 \times 3,3}{2}$	$-\frac{6,03 \times 3,3}{2}$
11,31 KN	-12,44 KN	11,45KN	-11,45 KN	10,95 KN	-9,95 KN

Les sollicitations maximales sont résumées dans le tableau suivant :

**Tab.III-8: Sollicitation maximal des déférents types des poutrelles E.C**

<b>Les Poutrelles en plancher étage courant</b>							
<b>Moment a L'ELU</b>				<b>Moment a l'ELS</b>			
	<b>Mrive</b>	<b>Mint</b>	<b>MTravée</b>	<b>Mrive</b>	<b>Mint</b>	<b>MTravé</b>	<b>V</b>
T1	-1,59	-5,35	8,64	-1,149	-3,832	6,62	12,445
T2	-1,729	-5,765	10,09	-1,250	-4,167	7,303	12,975
T3	-1,59	-6,011	7,81	-1,149	-4,308	5,67	12,91
T4	-2,29	/	15,27	-1,65	/	11,03	13,57
T5	-1,81	/	12,06	-1,309	/	8,72	12,06

**Tab.III-9 : Sollicitation maximal des déférents types de poutrelles T.I**

<b>Les Poutrelles en plancher terrasse inaccessible</b>							
<b>Moment a L'ELU</b>				<b>Moment a l'ELS</b>			
	<b>Mrive</b>	<b>Mint</b>	<b>MTravée</b>	<b>Mrive</b>	<b>Mint</b>	<b>MTravé</b>	<b>V</b>
T1	-1,96	-5,65	8,934	-1,235	-4,119	6,51	12,445
T2	-1,842	-6,138	9,710	-1,343	-4,478	7,084	12,975
T3	-1,96	-6,148	8,16	-1,235	-4,453	6,166	12,91
T4	-2,54	/	16,26	-1,78	/	11,86	13,57
T5	-1,93	/	12,84	-1,406	/	9,37	12,06

### III.2.5 Ferrailage des poutrelles

Dans ce qui suit, on présente un exemple de calcul de ferrailage des poutrelle

qui est sollicité par :



▪ **Terrasse inaccessible**

$$M_{tmax} = 16,26 \text{ KN.m} , b_0 = 10 \text{ cm} , b = 55 \text{ cm} , h = 20 \text{ cm} , d = 18 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

**Calcul a l'ELU**

**En travée :** Calcul du moment équilibré par la table de compression  $MTU$  :

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

$$d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18$$

Le Moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 103 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 16,26 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée  $\Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire  $b \times h$   $(0,65 \times 0,20) \text{ m}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,26 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,059$$

$$\mu_{bu} = 0,059 < 0,186 \text{ Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \quad \xi_{st} = 10\%$$

$$f_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \text{ Avec } a = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right)$$

$$a = 0,076 \text{ et } z = d \times (1 - 0,4 \times a) = 0,174 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 2,66 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{t \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{t \min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{calculée} = 2,66 \text{ cm}^2$$

**Appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d \times f_{bu}} = \frac{2,439 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < 0,186 \text{ Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < \mu_l = 0.392 \quad \xi_{st} = 10\%$$

$$f_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{Mu}{z \times f_{st}} = 0.401 \text{ cm}^2 \text{ avec } z = 0.175 \text{ m} ; a = 0.068$$

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

$$A_{t \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{t \min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{calculée} = 0.391 \text{ cm}^2$$

On opte pour **1HA10** avec  $A = 0.79 \text{ cm}^2$

### III.2.6 Les vérifications nécessaires

**a. Vérifications à ELU :**

**Vérification au cisaillement :**

On vérifiée que :

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \text{ avec } \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{2.1}{1.5} ; 5 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} = \frac{14.45 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.802 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} > \tau_u = 0.802 \text{ Mpa} \text{ vérifiée y'a pas risque de cisaillement}$$

**Armatures transversales:**

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min\left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_{t \min}\right) \rightarrow \Phi_t \geq \min(10 \text{ mm} ; 5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5.714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier  $\Phi_6$ . Donc la section d'armatures transversales sera :  **$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$**

**Espacement  $S_t$  :**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} ;$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Armature's droits.)}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.802 - 0.3 \times 2.1)} = 106.046 \text{ cm.}$$

$$St \leq 106,046 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 400}{0,10 \times 0,4} = 0,57 \text{ m} = 5 \text{ cm}.$$

St = min (1; 2; 3); on adopte **St = 15cm**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.3.2 [1]})$$

$$\tau_u = \frac{14,45 \times 10^{-3} \times 0,265}{0,9 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} = 0,909 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

**Appuis de rive :**

On doit vérifier que :

$$Al \geq \alpha \times \frac{V_u}{\gamma_s} \times f_e$$

$$Al \geq 1,15 \times 14,45 \times 10^{-3} / 400 = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$Al = 3,05 + 0,79 = 3,84 \text{ cm}^2. \Rightarrow Al = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,44 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c 28$  (Art A.5,313) BAEL91/99.

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

Avec :  $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$V_u = 14,45 \times 10^{-3} \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^{-3} = 0,1078 \text{ MN} \dots \text{Condition vérifiée.}$

**c. Vérifications à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors

il y a lieu de vérifier:

Etat limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de compression de béton.

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

**Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}/I_y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_{t,ser} = 11,86 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**
  - **Position de l'axe neutre :**

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 3,05 \times 10^{-3} (0,18 - 0,04)$$

$$H = -1,205 \text{ m}^3$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T)

**Calcul de y :**

$$\frac{bo}{2} \times y^2 + [(b - bo) \times ho + 15 \times A] \times y - [(b - bo) \times \frac{ho^2}{2} + 15 \times A] = 0$$

$$\frac{10}{2} \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 3,05] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,05] = 0$$

$$5y^2 + 265,75y - 1263,5 = 0$$

La résolution de cette équation

$$y = 4,386 \text{ cm} \text{ donc } y = 4,39 \text{ cm}$$

**Calcul de moment d'inertie I :**

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

$$I = \frac{65 \times 4,39^3}{3} - \frac{65 - 10}{3} \times (4,39 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (18 - 4,39)^2$$

$$I = 10306,38 \text{ cm}^4$$

**Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{11,86 \times 10^{-3}}{10306,38 \times 10^{-8}} \times 4,39 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{bc} = 5,051 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

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

▪ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93 :**

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

**Calcul de la flèche :**

Dans ce qui suit, on exposera un exemple de calcul de flèche :

Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches devient indispensable

$$M_0 = \frac{7,21 \times 4,5^2}{8} = 18,25 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{f_e} \rightarrow \frac{20}{450} \geq \frac{11,86}{400} \quad 0,044 \geq 0,0296 \text{ vérifiée}$$

$$h \geq \frac{M_{st} \times l}{15 \times M_0} = \frac{11,86 \times 450}{15 \times 18,25} = 30 \text{ cm} \quad 20 \text{ cm} \geq 19,49 \text{ cm} \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,5}{400} \quad \frac{3,05}{10 \times 18} \leq \frac{3,5}{400} \quad 0,0149 \geq 0,00875 \text{ Condition non vérifiée}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M<sub>t</sub> : Moment en travée

M<sub>0</sub> : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

Donc : on doit faire une vérification de la flèche.

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

la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

**Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,65 \times J$  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.

$$q_{pser} = 0,65 \times (6,21 + 1) = 4,6865 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times 6,21 = 4,0365 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times 3,39 = 2,203 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{2,203 \times 4,5^2}{8} = 5,5687 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{4,0365 \times 4,5^2}{8} = 10,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{4,6865 \times 4,5^2}{8} = 11,86 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$y_G = \frac{bo \times \frac{h^2}{2} + (b-bo) \frac{ho^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{bo \times h + (b-bo)ho + n(A+A')} = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65-10) \frac{4^2}{2} + 15(3,05 \times 18)}{10 \times 20 + (55)4 + 15(3,05)} = 7,01 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogène I0 :**

$$I_0 = \frac{65 \times 7,01^3}{3} - \frac{55}{3} \times (7,01 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (18 - 7,01)^2 + 10 \times \frac{(20 - 7,01)^3}{3}$$

$$I_0 = 19795,74 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bo \times d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 0,0169$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times ft_{28}}{(2b + 3bo) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,0169}$$

$$\lambda_i = 2.52 \quad \text{Déformation instantané}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 0.4 \times 2,52 = 1,008 \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

**les contraintes = (σ s) :**

**En résumé les résultats dans un petit tableau**

**Tableau III-10: résultats calcul**

Les éléments
$I = 10306,38 \text{ cm}^4$
$y_g = 7,01 \text{ cm}$
$y = 4,39 \text{ cm}$
$I_0 = 19795,74 \text{ cm}^4$
$\lambda_i = 2.52$
$\lambda_v = 1,008$
$E_i = 32456,56 \text{ MPA}$
$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$

Donc en peux faires les calculs :

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

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5,5687 \times (0,18 - 4,39 \times 10^{-2})}{10306,38} \times 10^5 = 128,448 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{10,22 \times (0,18 - 4,39 \times 10^{-2})}{10306,38} \times 10^5 = 202,206 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{11,84 \times (0,18 - 4,39 \times 10^{-2})}{10306,38} \times 10^5 = 234,820245 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + 2,1} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 110,385585 + 2,1} = 0,659$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + 2,1} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 202,206322 + 2,1} = 0,7674$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + 2,1} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0169 \times 234,820245 + 2,1} = 0,7960$$

**Inerties fictives (If) :**

$$If_{ji} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 2,52 \times 0,616} = 8182,37 \text{ cm}^3$$

$$If_{gi} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 2,52 \times 0,767} = 7426,65 \text{ cm}^3$$

$$If_{pi} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 2,52 \times 0,796} = 7249,5623 \text{ cm}^3$$

$$If_{gv} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19795,74}{1 + 1,008 \times 0,767} = 12283,67 \text{ cm}^3$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ji}} = \frac{5,5687 \times 4,5^2}{10 \times 32456,56 \times 8535,57} \times 10^5 = 0,00494 \text{ m}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{gi}} = \frac{10,22 \times 4,5^2}{10 \times 32456,56 \times 7424,65} \times 10^5 = 0,00857 \text{ m}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{pi}} = \frac{11,84 \times 4,5^2}{10 \times 32456,56 \times 7249,5623} \times 10^5 = 0,010 \text{ m}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{gv}} = \frac{7,709 \times 4,5^2}{10 \times 10818,87 \times 12280,67} \times 10^5 = 0,0154 \text{ m}^4$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,309 > 0,9 \quad \text{cm Non vérifiée}$$

Vus les résultats donnée par la vérification de la flèche on constate que le ferrailage adopté pour la terrasse inaccessible précédemment ne suffi pas ce qui nous oblige d'augmenté la section de ferrailage , Soit :  $2HA14+2HA12=5,34 \text{ cm}^2$

**Tab.III.11: Évaluation de la flèche dans les planchers étage courant et terrasse inaccessible**

Plancher	Étage courant	Terrasse inaccessible	Plancher	Étage courant	Terrasse inaccessible
L(m)	4,5	4,5	$\sigma_{stg}$ (MPa)	118,262	99,48
b(cm)	65	65	$\sigma_{stp}$ (MPa)	137,337	126,186
$b_0$ (cm)	10	10	$\mu_g$	0,772	0.735
$q_g$ (kn/m)	4,03	3,39	$\mu_j$	0.666	0.648
$q_j$ (kn/m)	2,56	2,4	$\mu_p$	0.800	0.784
$q_p$ (kn/m)	4,69	4,36	$I_{f_{gi}}$ (m <sup>4</sup> )	0,00012334	0,00012648
$M_g$ (kn.m)	10,20	8,58	$I_{f_{ji}}$ (m <sup>4</sup> )	0,00013292	0,00013468
$M_j$ (kn.m)	6,48	6,07	$I_{f_{pi}}$ (m <sup>4</sup> )	0,00012102	0,00012229
$M_p$ (kn.m)	11,84	10,88	$I_{f_{gv}}$ (m <sup>4</sup> )	0,00018816	0,00018957
$Y_G$ (cm)	5,54	4,39	$f_{gv}$ (mm)	10,593	8,781
$I_0$ (cm) <sup>4</sup>	23662	23669	$f_{ji}$ (mm)	3,0415	2,814
$\rho$	0.00296	0.00296	$f_{pi}$ (mm)	6,1070	5,553
$\lambda_i$	1,437	1,437	$f_{gi}$ (mm)	5,160	4,232
$\lambda_v$	0,575	0,575	f(mm)	8,498	7,2878
			$f^-$ (mm)	9	9
			Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tab. III.12 le Ferrailage des poutrelles dans les différents étages

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher d'étage courant			
Terrasse inaccessible			

### III.3 Etude des planchers dalles pleines :

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

#### III .3.1 .Dalle sur trois appuis :

##### A .Exemple de calcul :

$$L_x = 2.02m$$

$$L_y = 3,35M_x = \frac{Qu \cdot L_x^2}{8} \left( L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{Qu \cdot L_x^3}{48}$$

$$L_x > L_y/2 = 1,675 \Rightarrow$$

$$M_y = \frac{Qu \cdot L_x^3}{24}$$

$$\rho = \frac{2,02}{3,35} = 0,6 > 0,4. \text{ Donc la dalle travaillera dans les deux sens.}$$

#### ✓ Calcul des sollicitations:

L'ELU :

$G = 5.18\text{KN/m}^2 ; Q = 1\text{KN/m}^2.$

$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.49 \text{ kN/ml}$

$M_x = 11.59 \text{ KN.m}$

$M_y = 2.91 \text{ KN.m}$

✓ **en travée :**

$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 9.85 \text{ KN.m.}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 2.47 \text{ KN.m.}$

✓ **en appui :**

$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 3.47 \text{ KN.m.}$

$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.74 \text{ KN.m.}$

**Tab. III.13: ferrailage de la dalle sur trois appuis .**

Sens		Mt(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	Acal(cm <sup>2</sup> /ml)	Aadp(cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X	9.85	0.041	0.0523	0.127	2.23	6HA 10 = 4.71
	Y	2.47	0.01	0.0126	0.129	0.55	5HA 8 = 2.51
Appui	X	3.47	0.015	0.0189	0.129	0.77	6HA 8=3.02
	Y	0.74	$3.09 \times 10^{-3}$	$3.87 \times 10^{-3}$	0.129	0.16	5HA 8=2.51

✓ **Espacement des armatures :**

Travée :  $St_x \leq \min ( 4h : 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 15 \text{ cm} .$

Appui :  $St_y \leq \min ( 3h : 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 20 \text{ cm} .$

**B. Vérifications :**

▪ **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  (Pour des acier HA Fe E400)

$A_x^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$

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

✓ **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{Vu}{b*d} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$ .

$$\rho > 0.4 \Rightarrow Vu = \frac{Qu*Ly}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{8.49*3.35}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.6}{2}} = 10.94 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{10.94 * 10^{-3}}{1*0.1} = 0.109 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**À l'Éls**

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$P = G + Q = 5.18 + 1 = 6.18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{tx}^{ser} = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^{ser} = 1.80 \text{ KN/m}$$

**Sens X :**

$$A_x = 4.71 \text{ cm}^2 ; Y = 3.06 \text{ cm} ; I = 5680.74 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b}{y} + 15A_y - 15Ad = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = 3.91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Sens Y :**

$$A_y = 2.51 \text{ cm}^2 ; y = 2.51 \text{ cm} ; I = 3844.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = 1.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :** on vérifie les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20M_0}\right) = 0.043 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{At}{b*d} = 3.14 * 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$l < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

### III.3.2 .Dalle sur quatre appuis :

On a :  $Lx=3.9 \text{ m}$

$Ly=4.7 \text{ m}$

$G=5.18 \text{ KN} ; Q=5 \text{ KN}$

$\rho=0.83 > 0.4$ . Donc la dalle travaille dans les deux sens.

#### ✓ Calcul à l'Elu

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

$$Pu = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 5) = 14.49 \text{ KN/m}$$

#### ✓ Calcul du moment :

D'après l'annexe 2 :

$$\mu_x=0.0531 ; \mu_y=0.649$$

$$M0_x = \mu_x \times Pu \times l^2 = 11.7 \text{ KN.m}$$

$$M0_y = \mu_y \times M0_x = 7.59 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments compte tenu de l'encastrement de la dalle :

#### ✓ En travée :

$$Mtx = 0.75 \times M0_x = 8.77 \text{ KN.m}$$

$$Mty = 0.75 \times M0_y = 5.69 \text{ KN.m}$$

#### ✓ En appui :

$$Max = May = - 0.5 \times M0_x = - 5.85 \text{ KN.m}$$

### A. Calcul de ferrailage :

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

Tab. III.14 : Résultats de ferrailage de la dalle pleine

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
X	8.77	0.0366	0.046	0.127	1.98	1.3	5HA8=2.51	20
Y	5.69	0.0233	0.03	0.128	1.27	1.2	4HA8=2.01	25
En appui								
X ; Y	5.85	0.0244	0.031	1.61 *10 <sup>-3</sup>	0.10	1.3	4HA8=2.01	25

Le tableau résume le ferrailage :

$$\text{Avec } A_{x\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3-\rho) \times b \times h \times A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \times l_y^4$$

✓ **Vérification des espacements:**

$$St = 20 \text{ cm} \leq (3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm vérifiée (sens principale X)}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq (3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm vérifiée (sens principale Y)}$$

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

$$V_{ux} = \frac{Q_{ux} \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 19.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{adm}} = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{u_{adm}} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

✓ **Vérification a l'ELS :**

$$P_s = (G + Q)$$

$$P_s = 10.18 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0.0569$$

$$\mu_y = 0.791$$

$$M_{0x} = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 6.69 \text{ KN.m}$$

$M_{tx} = 6.61 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 5.01 \text{ KN.m}$

$Max = May = -4.4 \text{ KN.m}$

**Tab .III.15: Vérification des états limites de compression du béton**

Position	Sens	M ser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
Travée	X	6.61	3844.8	2.51	4.31	15	Vérifiée
	Y	5.01	2996.8	2.21	3.69	15	Vérifiée
Appui	X et Y	4.4	2996.8	2.21	3.24	15	Vérifiée

**B . Etats limites de déformation (la flèche) :**

**Sens X :**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.04 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{Mt}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.04 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{As}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00017 < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Sens Y :**

$$\frac{h}{l_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.032 < 0.0375 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées, dans le sens Y donc on doit effectuer une vérification à la flèche suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

**Tab III.16 : vérification de la flèche dans la dalle pleine**

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	Ifji (cm <sup>4</sup> )	Ifgi (cm <sup>4</sup> )	Ifpi (cm <sup>4</sup> )	Ifgv (cm <sup>4</sup> )	$\Delta f$	f adm
2.21	2996	288000	31960	31691	31691	0	0.958	1

$\Delta f = 0.958 \leq f_{adm} = 1$ . Donc la flèche est vérifiée.

• Schéma ferrailage

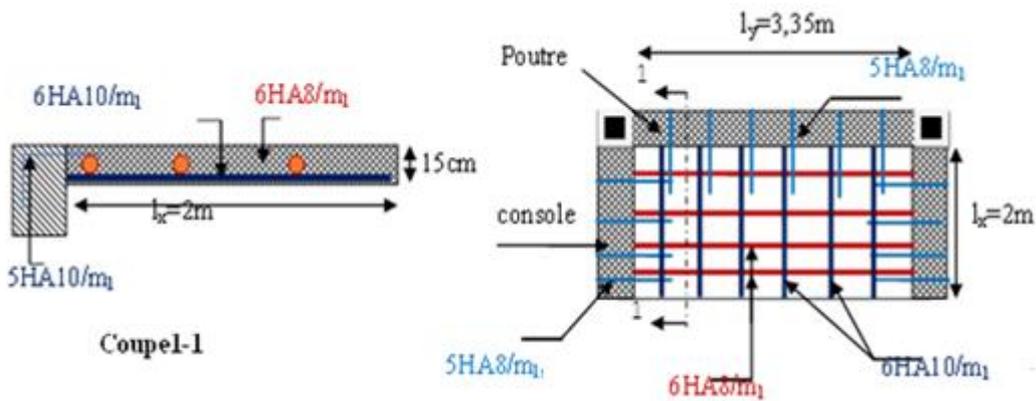


Fig.III.5 schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

III.4 Etude des escaliers :

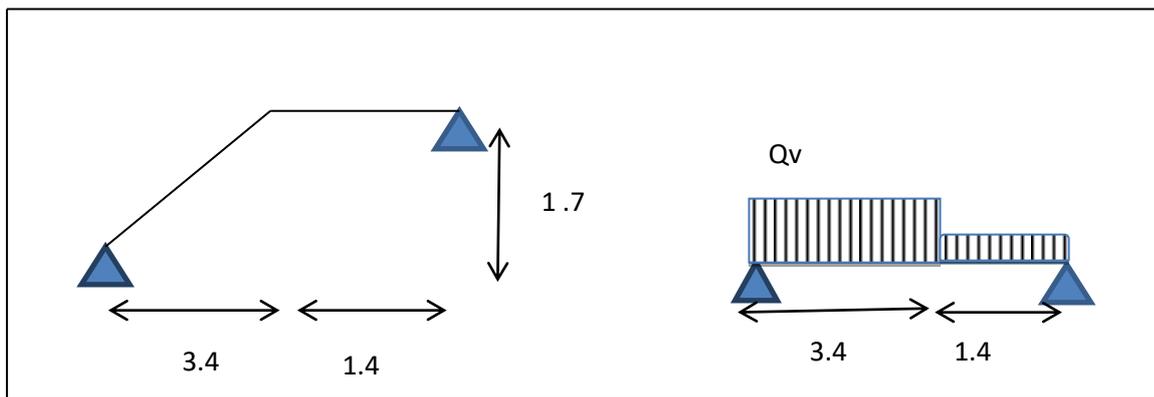


Fig.III.6: schéma statique d'une volée.

III .4.1.Les charges :

**Volée :**  $G_v = 9.5 \text{ KM}/m^2$  ;  $Q_{v,p} = 2.5 \text{ KN}/m^2$ .

**Palier :**  $G_p = 5.82 \text{ KN}/m^2$ .

✓ **Sur la volée :**

**Elu :**  $q_{v,u} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.5) + (1.5 \times 2.5) = 16.57 \text{ KN}/m$ .

**Els :**  $q_{v,s} = G + Q = (9.5 + 2.5) = 12 \text{ KN}/m$ .

✓ **Sur le palier :**

**Elu :**  $q_{p,u} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.82) + (1.5 \times 2.5) = 11.61 \text{ KN}.ml$ .

**Els :**  $q_{p,s} = G + Q = (5.82 + 2.5) = 8.32 \text{ KN}.ml$ .

**III.4.2 .Réaction d'appui :**

Le calcul se fera par la méthode RDM .

$$\sum Fv = RA + RB = (16.57 \times 3.4) + (11.61 \times 1.4) = 72.59 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

**ELU :**

$$RB = (11.61 \times 1.4 (0.7 + 3.4)) + (16.57 \times 5.78)$$

$$RBu = 33.83 \text{ KN} ; RAu = 38.76 \text{ KN}$$

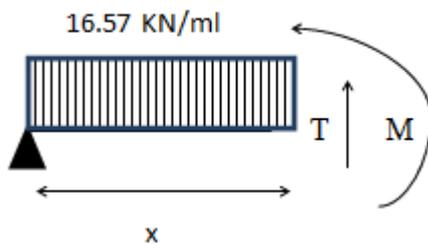
**ELS :** de la même manière que a l'Elu on trouve :

$$RBs = 24.4 \text{ KN} ; RAs = 28.05 \text{ KN}$$

**III.4.3.Effort tranchant et moment fléchissant :**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**  $0 \leq x \leq 3.4 \text{ m}$



**ELU :**

$$T(x) = -RAu + 16.57x = -38.76 + 16.57x$$

$$T(0) = -38.76 \text{ KN}$$

$$M(x) = 38.76x - 16.57 \frac{x^2}{2}$$

$$T(3.4) = 17.58 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3.4) = 36 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$T(x) = -RAs + 8.32x = -28.05 + 12x$$

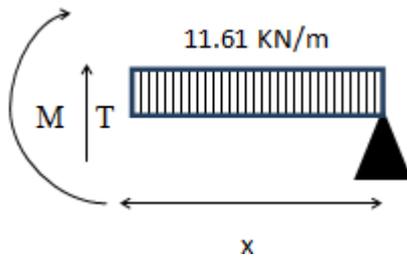
$$T(0) = -28.05 \text{ KN}$$

$$T(3.4) = 12.75 \text{ KN}$$

$$M(x) = 28.05x - 12 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(3.4) = 26.01 \text{ KN.m}$$

**Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$** **ELU :**

$$T(x) = -33.83 + 11.61x$$

$$T(0) = -33.83 \text{ KN}$$

$$T(1.4) = -17.58 \text{ KN}$$

$$M(x) = 33.83x - 11.61 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.4) = 36 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$T(x) = -24.4 + 8.32x$$

$$T(0) = -24.4 \text{ KN}$$

$$T(1.4) = -12.75 \text{ KN}$$

$$M(x) = 24.4x - 8.32 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.4) = 26 \text{ KN.m}$$

**III.4.4.Calcul des moments max :**

**On trouve :**  $M_{\text{max}} = 36 \text{ KN.m}$  ;  $T_{\text{max}} = 38.76 \text{ KN}$

**A. Ferrailage des escaliers :**

Les moments réels :  $M_t = 0.75M_0 \text{ max} = 27 \text{ KN.m}$  ;  $M_A = -0.5M_0 \text{ max} = -18 \text{ KN.m}$ , le ferrailage se fera pour bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'Elu. Et la vérification se fera à l'Els.

$$b = 100 \text{ cm} ; e = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

**Tab. III.17: ferrailage de volée**

Position	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A cal ( $\text{cm}^4/\text{ml}$ )	A min ( $\text{cm}^4/\text{ml}$ )	A adp ( $\text{cm}^4/\text{ml}$ )	St (cm)
Travée	27	0.059	0.076	0.174	3.88	2.17	4HA12=4.52	25
Appui	18	0.039	0.05	0.176	2.56	2.17	4HA8=3.14	25

**B. Vérification a l'Elu :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = 0.215 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

pas d'armatures transversaux.

✓ **Armature de répartition :**  $A_{\text{répartition}} \geq \frac{A_{\text{principale}}}{4}$

**En travée :**  $A_{\text{rep}} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . Soit :  $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$ .

**En appui :**  $A_{\text{rep}} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . Soit :  $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $St = 25 \text{ cm}$ .

✓ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ )

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times Y}{I} < \sigma_{bc_{\text{adm}}} = 0.6 \times f_{c28}$$

La vérification des contraintes est présentes dans le tableau suivant :

Tab.III.18: vérification des contraintes à l'Els

Position	M ser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ bc (MPa)	σ bcadm (MPa)	σbc<σbcadm
Travée	19.51	4.3	15375.61	5.45	15	Vérifiée
Appui	13.01	3.68	11319.64	4.23	15	Vérifiée

Pas de risque de fissuration du béton.

✓ Vérification la flèche :

$$\frac{e}{l} > \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.0455 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 1.40 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

l < 8 m ..... Vérifiée

Les conditions satisfaites, donc pas besoin de vérifier la flèche.

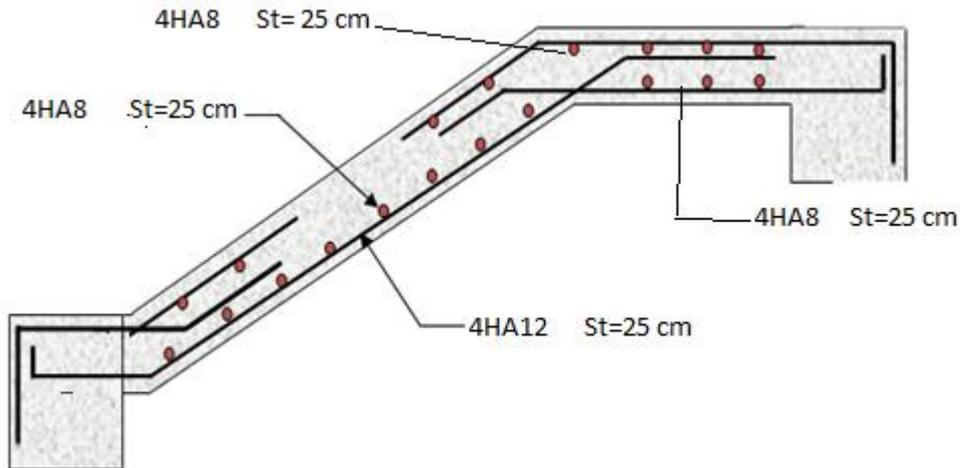
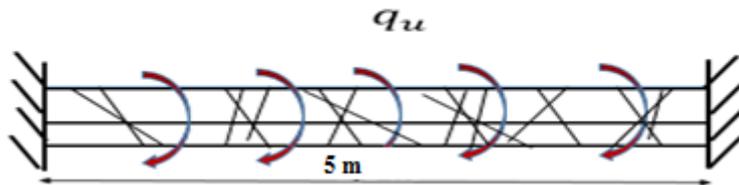


Fig . III.7: schéma ferrailage de l'escalier

**III.4.5 Poutre palière :**

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.



**Fig.III.8:charges transmis sur la poutre**

Schéma statique de la poutre :

- **Dimensionnement :** d'après la condition de la flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33cm \leq h \leq 50cm$$

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm.$$

$1/4 \leq h/b \leq 4.$ : D'après les exigences du **RPA99/2003** on prend (b=30cm.h=40cm)

- **Calcul a la flexion simple :**

Poids propre de la poutre :  $g_0=25*0.3*0.4=3$  KN/ml

Charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

**ELU :  $R_{bu}=33.83KN/ml$  ;**

**ELS :  $R_s=24,4KN/ml$  ;**

**Tab.III.19 : Sollicitation de la poutre palière**

	q (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
<b>ELU</b>	37.88	39.45	29.58	-19.725	15,78
<b>ELS</b>	27.4	28.54	21.40	-14,27	

Le calcul de la section d'armature est présenté dans le tableau Tab.**Error! No text of specified style in document.**

**Tab.Error! No text of specified style in document..20 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple**

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>En travée</b>	29.58	0.048	0.062	0.371	2.290
<b>En appui</b>	-19.725	0.032	0.041	0.374	1.517
$A_{min} = 0.23bd \frac{ft_{28}}{fe} = 1.377cm^2$					



• **Vérification à ELS :**

État limite de compression de béton.

On vérifie que :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$  d'ou  $A' = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

**Sur travée :**  $M_t = 21.4\text{KN.m}$  ;  $Y = 14.7\text{ cm}$  ;  $I = 107009,784\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{21.4 \times 10^{-3}}{107009.784 \times 10^{-8}} \times 14.7 \times 10^{-2} = 2.94\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$  ...condition vérifié

**Sur appui :**  $M_a = 14.27\text{KN.m}$  ;  $Y = 13.07\text{cm}$  ;  $I = 65008.52\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{14.27 \times 10^{-3}}{65008.52 \times 10^{-8}} \times 13.07 \times 10^{-2} = 2.86\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$  ...condition vérifié

• **Vérification de la flèche :**

1)  $l = 5\text{m} < 8\text{m}$  ..... **Condition vérifiée**

2)  $\max(1/16 ; M_t/10.M_0) \rightarrow 0,074 < \frac{h}{l} = 0.08$ .....**Condition vérifiée.**

3)  $A \leq \frac{4.2 \times 30 \times 38}{f_e} \rightarrow 6.79\text{ cm}^2 < 11.97\text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée**

→ donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schéma de ferrailage :**

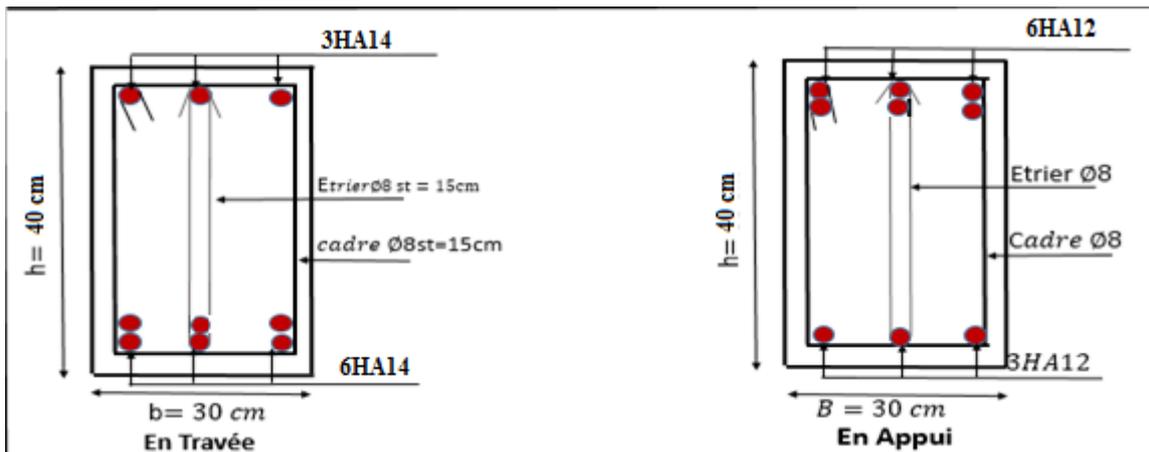


Fig.III.9 : schéma de ferrailage de la poutre palière

**III.5. Etude de l'acrotère :****III.5.1 Hypothèse de calcul**

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- Type de fissuration est préjudiciable.
- Le calcul se fait à la flexion composée.
  - b. Evaluation des charges et surcharges
- Le poids propre :  $Gt = 1,95 \text{ KN/ml}$
- Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN}$
- c. La force sismique

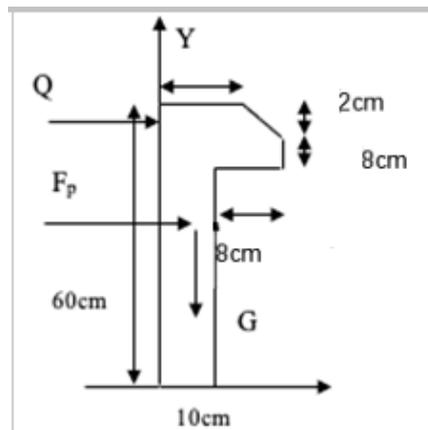
D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :  $Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone donné par le (tableau 4-1) RPA99 (2003).

$Cp$  : Facteur de la force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1) RPA99(2003)

$Wp$  : Poids propre de l'acrotère (poids de l'élément considéré).

on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia)



**Fig .III.10: Coupe transversale de l'acrotère.**

Donc

$$A = 0,15$$

$$Cp = 0,8$$

$$Wp = 1,95 \text{ KN/ml}$$

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,95 \Rightarrow Fp = 0,456 \text{ KN}$$

**III.5.2. Calcul des sollicitations :**

✓ **Calcul de centre de gravité de la section G ( $X_G$ ;  $Y_G$ ) :**

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i}$$

$$XG = \frac{(0,6 \times 0,1) \times \frac{0,1}{2} + (0,08 \times 0,08) \times \left(0,1 + \frac{0,08}{2}\right) + \frac{1}{2} \times 0,08 \times 0,03 \times \left(0,1 + \frac{0,08}{3}\right)}{0,0672}$$

$$XG = 6,02 \text{ cm}$$

$$YG = 33,65 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W = 1,95 \text{ KN} ; M = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = F_p \times YG = 0,456 \times 0,3365 = 0,153 \text{ KN.m.}$$

**Tab.III.21: Différentes combinaisons d'actions**

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,406	2,633	1,95
M (KN.m)	0,753	0,9	0,6

✓ **Calcul de l'excentricité :**

**a. Cas accidentelle :**

$$e_1 = \frac{M_{acc}}{N_{acc}} = \frac{0,753}{2,406} = 0,313 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est **partiellement comprimée**

le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$  par l'excentricité réelle de calcul tel que

$$e = e_1 + e_2 + ea$$

$e_1$  : Excentricité du premier ordre.

$ea$  : Excentricité additionnelle.

$e_2$  : excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$ea = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{h}{250} \right) \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$ea = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) \rightarrow ea = 2cm$$

$$e_1 = \frac{3 \times lf^2 \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10^4 \times h_0} \rightarrow \alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

Avec :  $lf = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2m$

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2)}{10^4 \times 0,1} = 0,00864 \text{ m} \rightarrow e_2 = 0,864 \text{ cm}$$

D'où :  $e = 31,3 + 0,864 + 2 = 34,16cm$ .

Les sollicitations s pour le calcul en flexion composée sont :

Corrigé par

$$Nu = 2,633 \text{ KN}$$

$$Mu = Nu \times e = 2,633 \times 0,342 = 0,900 \text{ KN.m}$$

### III.5.3. Ferrailage de l'acrotère :

#### ➤ Calcul à L'ELU :

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire  $b \times h_0$  soumise à un moment égal à :

$$Mf = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,900 + 2,633 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$Mf = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{0,98 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,107$$

$$\mu_{bu} = 0,107 < 0,186 \text{ Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,107 < \mu_l = 0,392 \quad \xi_{st} = 10\%$$

$$f_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \text{ Avec } a = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right)$$

$$a = 0,0131 \text{ et } z = d \times (1 - 0,4 \times a) = 0,0795m$$

$$A_1 = \frac{Mf}{z \times f_{st}} = \frac{0,98 \times 10^{-3}}{0,0795 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 0,35 \times 10^{-4} - \frac{2,633 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A = 0,27 \text{ cm}^2$$

## ✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$At_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400}$$

$$At_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}} = 0,27 \text{ cm}^2$$

On adapte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

## ▪ Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## ✓ Espacement :

Armatures principale :  $St \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$  On adopte  $St = 30 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :  $St \leq \frac{80}{3} = 26,667 \text{ cm}$  On adopte  $St = 25 \text{ cm}$

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}), \bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}), \bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0,456 + 1 \Rightarrow V_u = 1,456 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,456}{1 \times 0,06} = 0,0182 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

## ➤ Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

$$d = 0,08 \text{ m}; N_{ser} = 1,68 \text{ KN}; M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

## ✓ Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Y_{ser}}{\mu t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu t}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a F.N

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(f_e \frac{2}{3}; 110 \sqrt{\eta \times ft_{28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

## ✓ Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,95} = 0,307 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

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 de centre de poussée

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = yc + c$$

$$c = h/2 - e_G$$

$$c = \frac{0,1}{2} - 0,31 = -0,26 < 0$$

On a N (compression) donc  $c = -0,26 \text{ m}$

Le calcul de  $yc$  revient à résoudre l'équation suivant :

$$yc^3 + p \times yc + q = 0$$

$$P = -3c^2 + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c) \rightarrow P = -3 \times (-0,26)^2 + \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times (0,08 + 0,26)$$

$$q = -2c^3 + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)^2 \rightarrow q = -2 \times (0,26)^3 + \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times (0,08 + 0,26)^2$$

$$P = -0,196m^2 \quad q = 0,04m^3$$

En remplaçant "q" et "p" sa résolution donne :

$$yc^3 + -0,196 \times yc + 0,04 = 0$$

$$yc = 0,35m \quad y = 0,09m$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0,09^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,09) = 4,08 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,95 \times 10^{-3} \times 0,09}{4,08 \times 10^{-3}} = 0,043 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1,95 \times (0,08 - 0,09)}{4,08 \times 10^{-3}} = -0,07 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

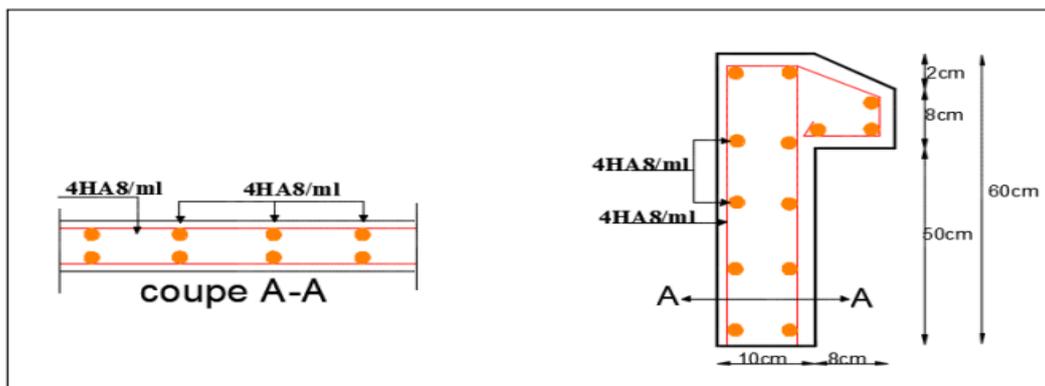


Fig III.11: Schéma de ferrailage de l'acrotère



Chapitre IV

Étude

Sismique

### IV.1. Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conceptions qui sont :

- La résistance ;
- L'aspect architectural ;
- L'économie.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurité exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P-, Déplacement de la structure...).

### IV.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

#### IV.2.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I), La wilaya de **BEJAIA** est classée comme une zone de **faible sismicité (IIa)**.

#### IV.2.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas: **H=27,22m**) sont classées comme des ouvrages courants (importance moyenne : Groupe 2).

#### IV.2.3. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait:

Selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

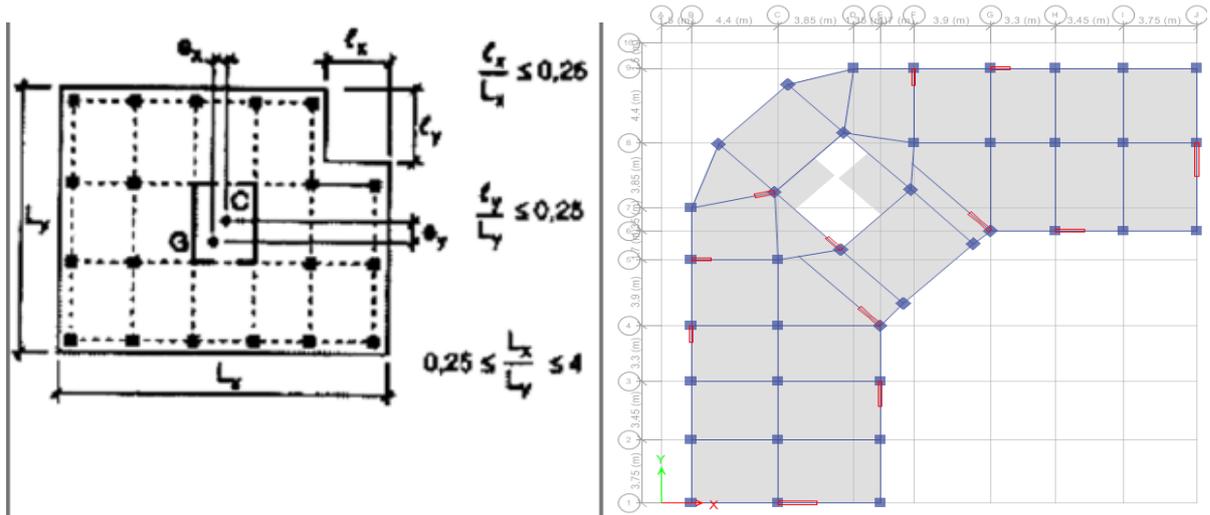
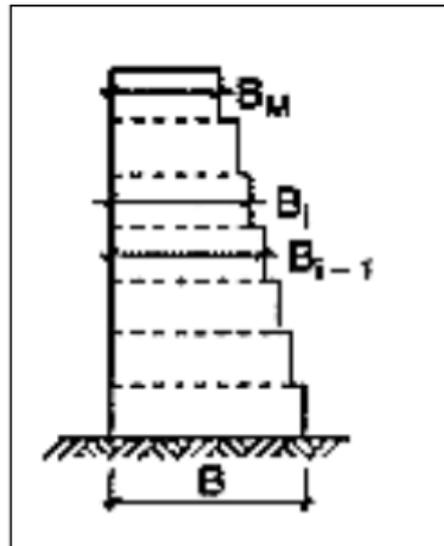


Fig. IV.1 : Limite des décrochements en plan.

$$\begin{cases} \ell_x = 10,5\text{m} \\ L_x = 17,45\text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{\ell_x}{L_x} = 0,6 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- **Commentaire :** le bâtiment est irrégulier en plan



$$\frac{B_M}{B} \geq 0.67$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80$$

Fig. IV.2 : Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment : on a le même plan dans tous les étages

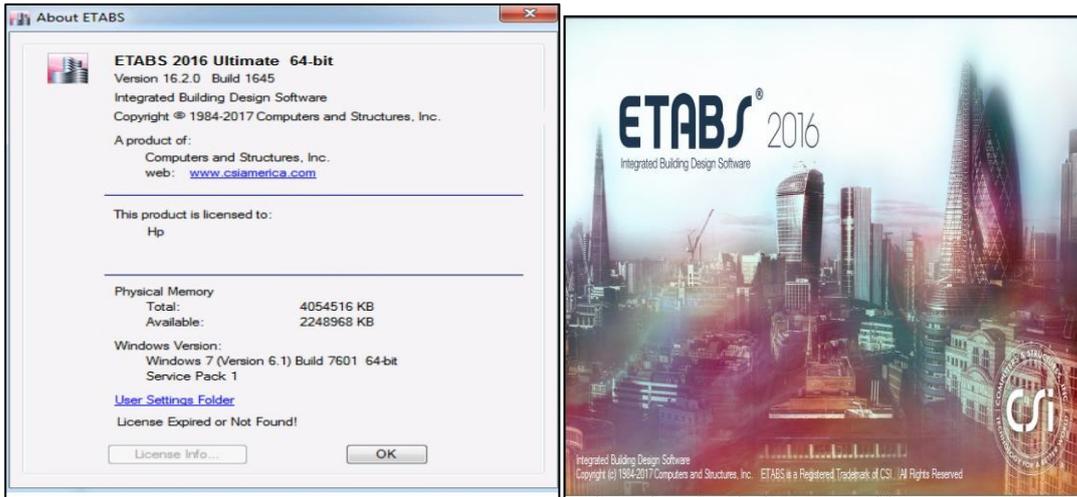
Lx=25,7m

Ly=25,7m

### IV.3. Choix de la méthode de calcul

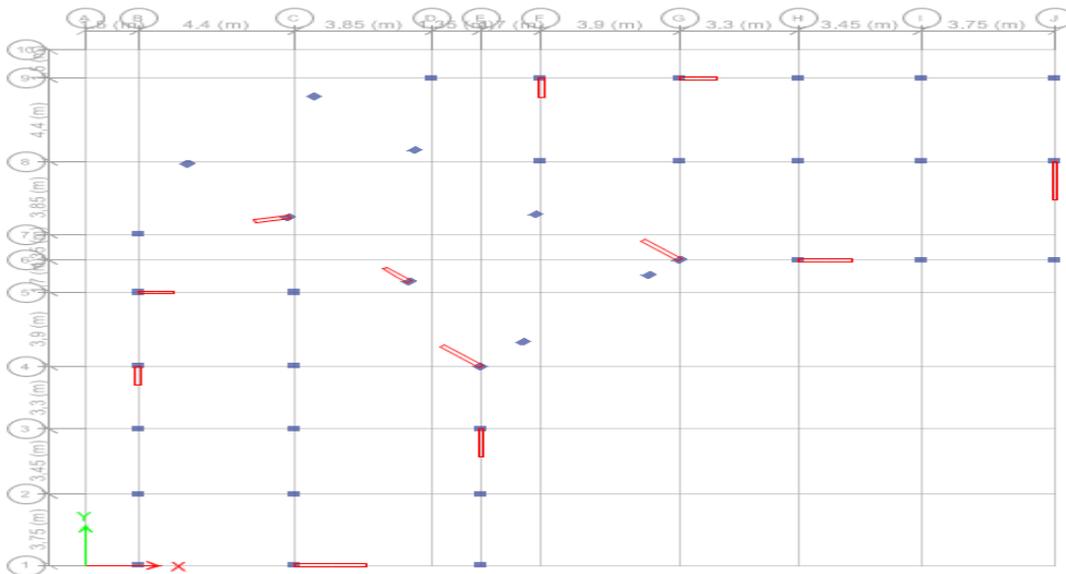
#### IV.3.1. Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003)





**Fig. IV.3: Le logiciel ETABS version 16.2.0**

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).



**Fig.IV.4. Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure**

**IV.3.4. Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)**

**IV .3.4.1. Coefficient d'accélération de zone A**

A : c'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage

Pour notre cas on a :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$  ; selon le tableau 4.1(RPA99/version 2003)

## IV.3.4.2. Facteur de qualité

Tab. IV.1. Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités $P_q$	Observation	$P_q / xx$	Observation	$P_q / yy$
1-Condition minimale sur les filles 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	Oui	0
5-Contrôles de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
<b>Totale</b>		<b><math>Q_x=1.15</math></b>		<b><math>Q_y=1.15</math></b>

## IV.3.4.3. Coefficient de comportement global de la structure "R"

Coefficient de comportement global de la structure. Il est donné par le tableau 4.3(R.P.A99/2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4(R.P.A99/2003). Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assuré par Voiles-Portiques avec interaction, donc  $R=5$ .

IV.3.4.4. Coefficient de pondération " $\beta$ "

Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation RPA99/v2003 (Tableau 4.5)

\* **Bâtiments d'habitation**  $\Rightarrow \beta = 0.2$  ; **Bâtiments (commercial, parking)**  $\beta = 0.6$

A partir de la valeur du  $\beta$ , on peut déterminer le poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \Leftrightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{ poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{ charges d'exploitations} \end{cases}$$

$$W = 45054,9527 \text{ kN}$$

IV 3.4.5. Pourcentage critique d'amortissement " $\xi$  (%)"Tab. IV.2: Détermination du " $\xi$  (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
<b>Léger</b>	6	4	10
<b>Dense</b>	7	5	

**Remarque :** donc on opte pour **Portiques et Voiles**  $\Rightarrow \xi = 10 \%$

**IV.4.Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)**

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base  $V_D$  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  $V_S$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$S_i V_D < 0.80 V_S$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport  $0.8 V_S/V_D$ .

Selon l'article A.4.2.3 /R.P.A99/03, la force sismique totale  $V_S$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

**D** : facteur d'amplification moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**T** : Période fondamentale de la structure (A4.2.4 R.P. A99/2003):

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4} \Rightarrow \begin{cases} C_T = 0,05 \\ Hn = 34 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow T = 0,704s$$

Donc, la période choisie

pour le calcul du facteur D ;

$$T_{\text{calculée}} > T_2 = 0,4s \quad T_2 < T_{xy} < 3s$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,68 \\ D_y = 1,68 \end{cases}$$

**Tab. IV.3: Déterminations de l'effort tranchant à la base**

Coefficient de majoration		Effort tranchet a la base	
Selon X	Selon Y	Selon X (Vdx)	Selon Y (Vdy)
<b>1,34</b>	<b>1,37</b>	2117,5562	2113,8761
<b>Vdx &gt; 0,8 × vst</b>		<b>Vdy &gt; 0,8 × vst</b>	
2117,5562 > 0,8 × 2617,602		2113,876 > 0,8 × 2617,602	
2117,5562 > 2094,24162		2113,8761 > 2094,24162	

**Commentaire :**

On augmente tous les paramètres de la réponses (forces, déplacements, moments) dont le rapport est de 1,34 dans le sens xx et de 1,37 dans le sens yy .

**IV.5 Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone (**A=0,15**)

**η**: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

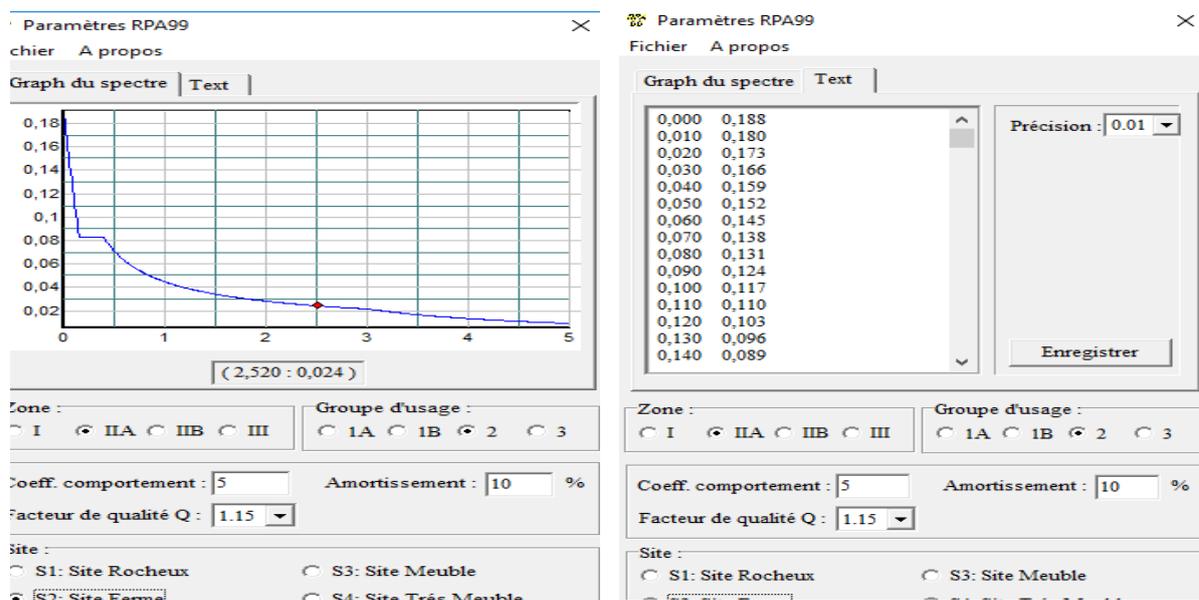
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

**ξ**: Pourcentage d'amortissement critique (**ξ=10%**)

**R** : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

**T1, T2**: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0,15 / T2= 0,40**)

**Q**: Facteur de qualité (**Q=1,15**)



**Fig IV.5: Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003**

## IV.6. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

### IV.6.1. Taux de participation massique

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous

**Tab IV.4: Périodes /Participation massiques et nombre de modes à considérer**

Case	Mode	Periode seconde	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RZ
Modal	1	1,179	0,0046	<b>0,7249</b>	0,0046	0,7249	0,0006	0,0006
Modal	2	1,138	<b>0,7135</b>	0,0045	0,7181	0,7294	0,0143	0,0137
Modal	3	1,097	0,018	0,0009	0,7361	0,7303	0,7272	<b>0,713</b>
Modal	4	0,395	0,0135	0,0911	0,7496	0,8214	0,7334	0,0061
Modal	5	0,369	0,0917	0,0208	0,8412	0,8422	0,7361	0,0027
Modal	6	0,343	0,0081	0,004	0,8493	0,8462	0,8486	0,1125
Modal	7	0,22	0,0117	0,0285	0,861	0,8747	0,8533	0,0047
Modal	8	0,194	0,0327	0,0186	0,8937	0,8934	0,8538	0,0005
Modal	9	0,168	0,0051	0,0033	0,8988	0,8967	0,9022	0,0484
Modal	10	0,146	0,0106	0,0182	0,9095	0,9149	0,9054	0,0032

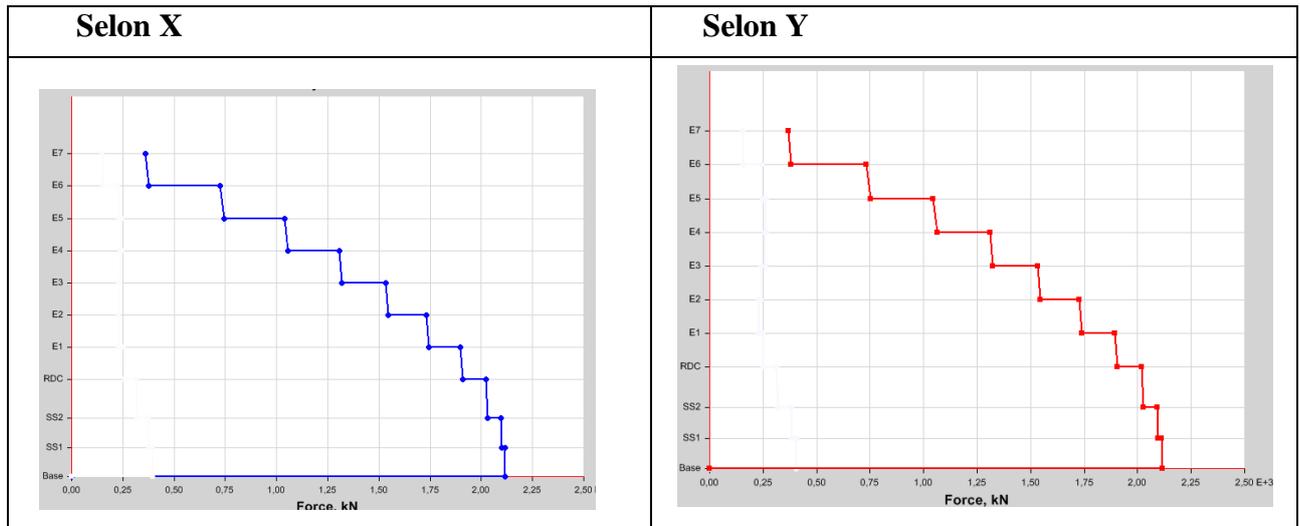
#### a. *Commentaire :*

- Le 1<sup>er</sup> mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Y avec un taux de participation égale à 72,49% ;
- Le 2<sup>ème</sup> mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe X avec un taux de participation égale à 71,35% ;
- Le 3<sup>ème</sup> mode de vibration : est un mode de rotation suivant l'axe Z avec un taux de participation égale à 71,30% ;
- On remarque qu'après 10 modes, la participation dans chaque direction globale atteint 90% de la masse totale ; Ces modes peuvent donc être retenus pour la suite de l'analyse sismique.

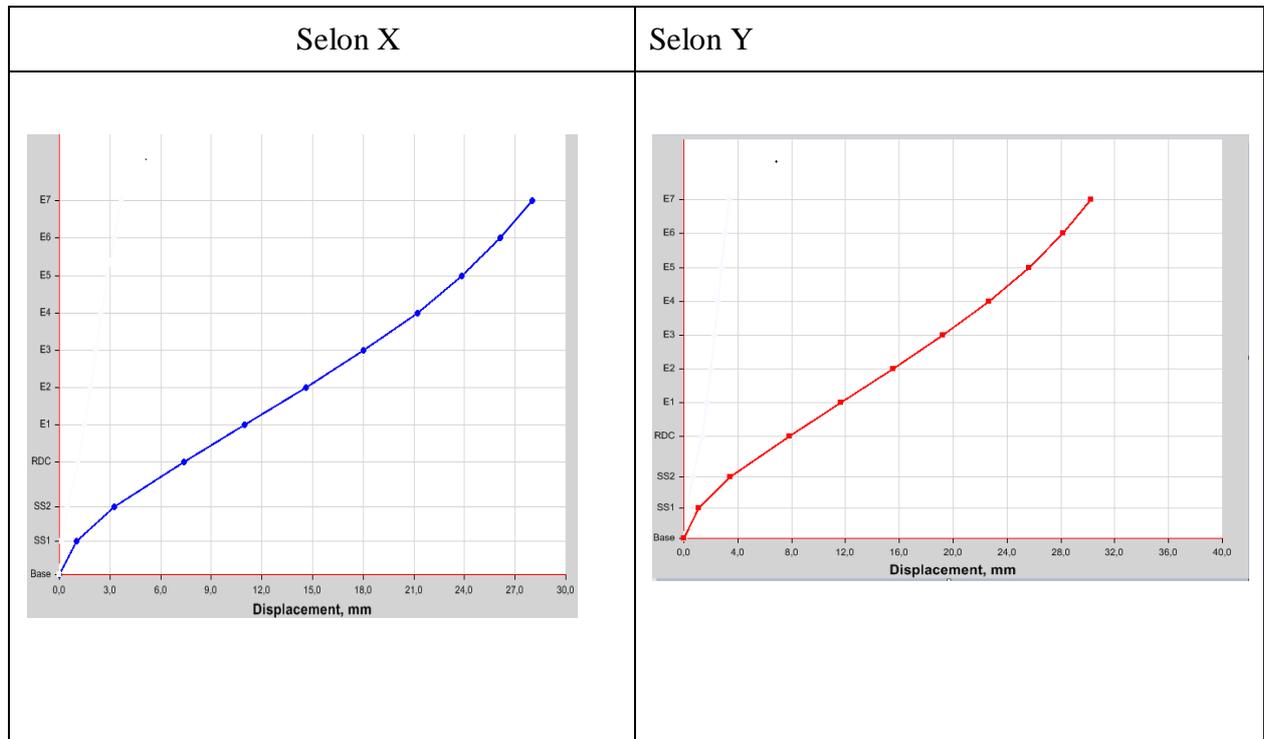
### IV.6.2 .Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux sens X et Y , Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau.

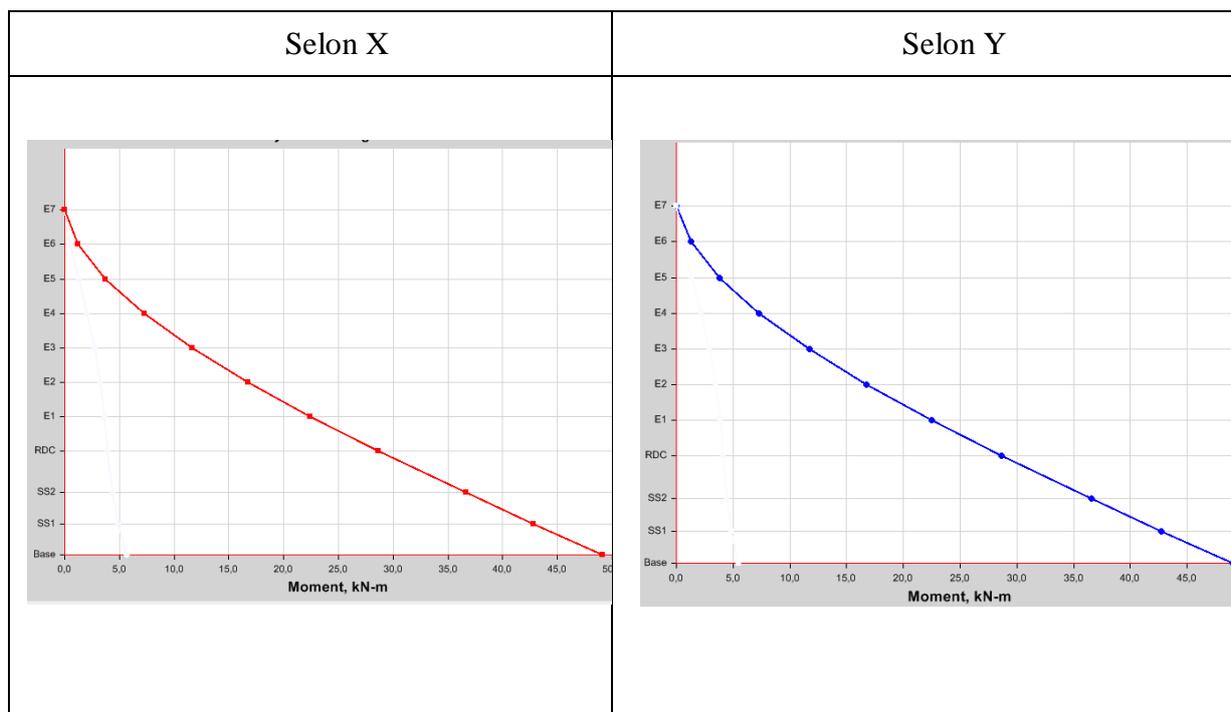
Tab. IV.5: Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y



Tab. IV.6 Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y



Tab. IV.7 Déterminations des moments par niveau suivant X et Y



**IV.6.3 Justification sismique de la structure**

Justification de l’interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. IV.8: Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.

Sous charge horizontale								
$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \geq 25\% ; \frac{\sum F_{Voiles}}{\sum F_{Portiques} + \sum F_{Voiles}} \leq 75\%$								
Nive au	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques( KN)	Voiles(K N)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
E7	350,0134	72,0385	82,93	17,068	359,8582	72,1023	83,30	16,69
E6	397,6217	274,5181	59,15	40,84	410,1901	233,352	63,74	36,26
E5	689,2486	270,7463	71,79	28,20	712,9056	206,430	77,55	22,45
E4	744,8748	455,0336	62,08	37 ,92	762,5205	386,615	66,36	33,64
E3	1043,5028	369,2068	73,86	26,13	1070,6184	277,688	79,40	20,59
E2	1008,836	586,7879	63,22	36,77	1033,9071	489,082	67,88	32,11

E1	1224,3238	538,1852	69,46	30,53	1239,1483	437,043	73,93	26,07
RDC	1038,1717	874,237	54,28	45,71	1107,0914	724,233	60,45	39,54
SS2	1256,3121	742,6698	62,88	37,15	1326,8121	597,969	68,93	31,06
SS1	1084,1149	1008,029	51,81	48,18	1176,4486	876,201	57,31	42,68
<b>Sous charge verticale</b>								
$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 80\% ; \frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 20\%$								
Niveau	Charge verticale (KN)				%charge verticale (KN)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
RDC	42419,2408		9955,4254		80,991		19,008	

- **Commentaire :** L'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical et horizontal pour tous les étages.

#### IV.7.Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

**Tab. IV.9 : Vérification de déplacement inter-étage**

story	Sk(mm)	Sk-1 (mm)	Dk'(mm)	hk(mm)	Dk/hk <0,01	observation
E7	151,275	140,89	10,385	3400	0,00305441	vérifier
E6	140,89	128,145	12,745	3400	0,00374853	vérifier
E5	128,145	113,38	14,765	3400	0,0043265	vérifier
E4	113,38	95,965	17,415	3400	0,00512206	vérifier
E3	95,965	77,55	18,415	3400	0,00541618	vérifier
E2	77,55	58,145	19,405	3400	0,00570735	vérifier
E1	58,145	39,08	19,065	3400	0,00560735	vérifier
RDC	39,08	17,08	22	4080	0,00539216	vérifier
SS2	17,08	5,525	11,555	3060	0,00377614	vérifier
SS1	5,525	0	5,525	3060	0,00180556	vérifier

**Commentaire :**

Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

**IV.8. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 ;$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

$h_k$ : hauteur de l'étage "k".

- ◆ Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- ◆ Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tab.IV.10 : Vérification de l'effet P-Δ**

Story	P (KN )	Selon X				Selon Y			Observation
		hk (mm)	VX (KN )	Dkx (mm)	Θk (mm)	VY(KN )	Dky (mm)	θk<0,1 mm	
E7	4053,8599	3400	374,72	9,36	0,029	381,49	10,38	0,032	Vérifier
E6	9301,3603	3400	746,29	11,345	0,041	752,74	12,74	0,046	Vérifier
E5	14651,4857	3400	1056,75	13,22	0,053	1062,91	14,76	0,059	Vérifier
E4	19907,0062	3400	1319,99	15,93	0,070	1323,73	17,41	0,077	Vérifier
E3	25281,3017	3400	1546,56	17,15	0,082	1546,06	18,41	0,088	Vérifier
E2	30723,5972	3400	1743,32	18,09	0,093	1740,88	19,40	0,100	Vérifier
E1	36302,0679	3400	1907,48	18,09	0,899	1903,51	19,06	0,894	Vérifier
RDC	41808,2839	4080	2030,56	20,66	0,896	2025,77	22	0,899	Vérifier
SS2	47649,2236	3060	2098,91	10,96	0,081	2094,54	11,55	0,085	Vérifier
SS1	52500,7342	3060	2117,55	5,18	0,041	2113,87	5,52	0,044	Vérifier

**Commentaire :** L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

**IV.9. Vérification de l'effort normal réduit :**

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :  $v = N_d/B_c \times f_{c28} \leq 0,3$  **RPA99 (Article 7.4.3.1)**

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton

**Tab.IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit**

Les poteaux C43	story	effort normal	section m <sup>2</sup>	v		Observation
0,35*0,30	E7	179,0848	0,105	0,0682	<0,3	vérifier
0,35*0,30	E6	297,8647	0,105	0,1134	<0,3	vérifier
0,40*0,35	E5	484,2285	0,14	0,1383	<0,3	vérifier
0,40*0,35	E4	636,4084	0,14	0,1818	<0,3	vérifier
0,45*0,40	E3	799,5567	0,18	0,1776	<0,3	vérifier
0,45*0,40	E2	969,8752	0,18	0,2155	<0,3	vérifier
0,50*0,45	E1	1188,0064	0,225	0,2112	<0,3	vérifier
0,50*0,50	RDC	1442,1915	0,25	0,2307	<0,3	vérifier
0,55*0,55	SS2	1703,558	0,3025	0,2252	<0,3	vérifier
0,55*0,55	SS1	1911,5964	0,3025	0,2527	<0,3	vérifier

**Tab. IV.12 : Caractéristiques géométriques et structurales de la Superstructure**

Eléments linéaires (Frame Sections)	
<b>Poutre (Beam)</b>	Poutre principales ( 30× 40)cm <sup>2</sup>
	Poutre Secondaires ( 30× 35)cm <sup>2</sup>
<b>Poteau (Columns)</b>	Poteau S.sol 1 et 2 ( 55× 55)cm <sup>2</sup>
	Poteau RDC( 50× 50)cm <sup>2</sup>
	Poteau Etage 1 ( 50× 45)cm <sup>2</sup>
	Poteau Etage 2 et3 ( 45× 40)cm <sup>2</sup>
	Poteau Etage 4et 5( 40× 35)cm <sup>2</sup>
	Poteau Etage 6 et 7 ( 35× 30)cm <sup>2</sup>
Eléments Surfaiques (Wall/Slab )	
<b>Voiles (Walls)</b>	Epaisseur = 20 cm ( S.sol1 → 2eme etages ) Epaisseur = 15 cm (3eme etages → 7eme etages )

Dalles pleines (Slab)	S.sol 1 et2 $G = 5,18 \text{KN/m}^2$ $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$
	S.sol 1 et2 $G = 5,18 \text{KN/m}^2$ $Q = 5 \text{KN/m}^2$
Plancher corps creux (Slab ) 20cm (16+4)	Terrasse : $G = 6,21 \text{KN/m}^2$ $Q = 1 \text{KN/m}^2$
	Habitation : $G = 5,21 \text{KN/m}^2$ $Q = 1,5 \text{KN/m}^2$

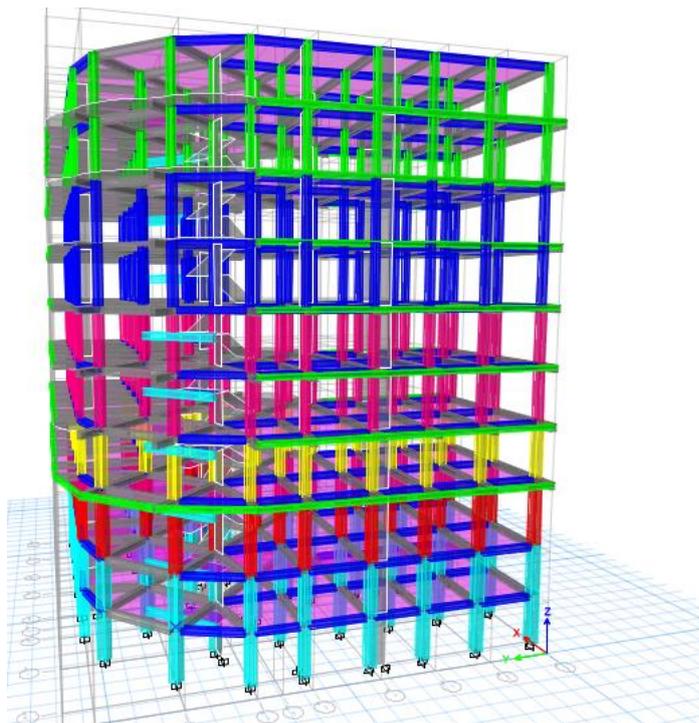
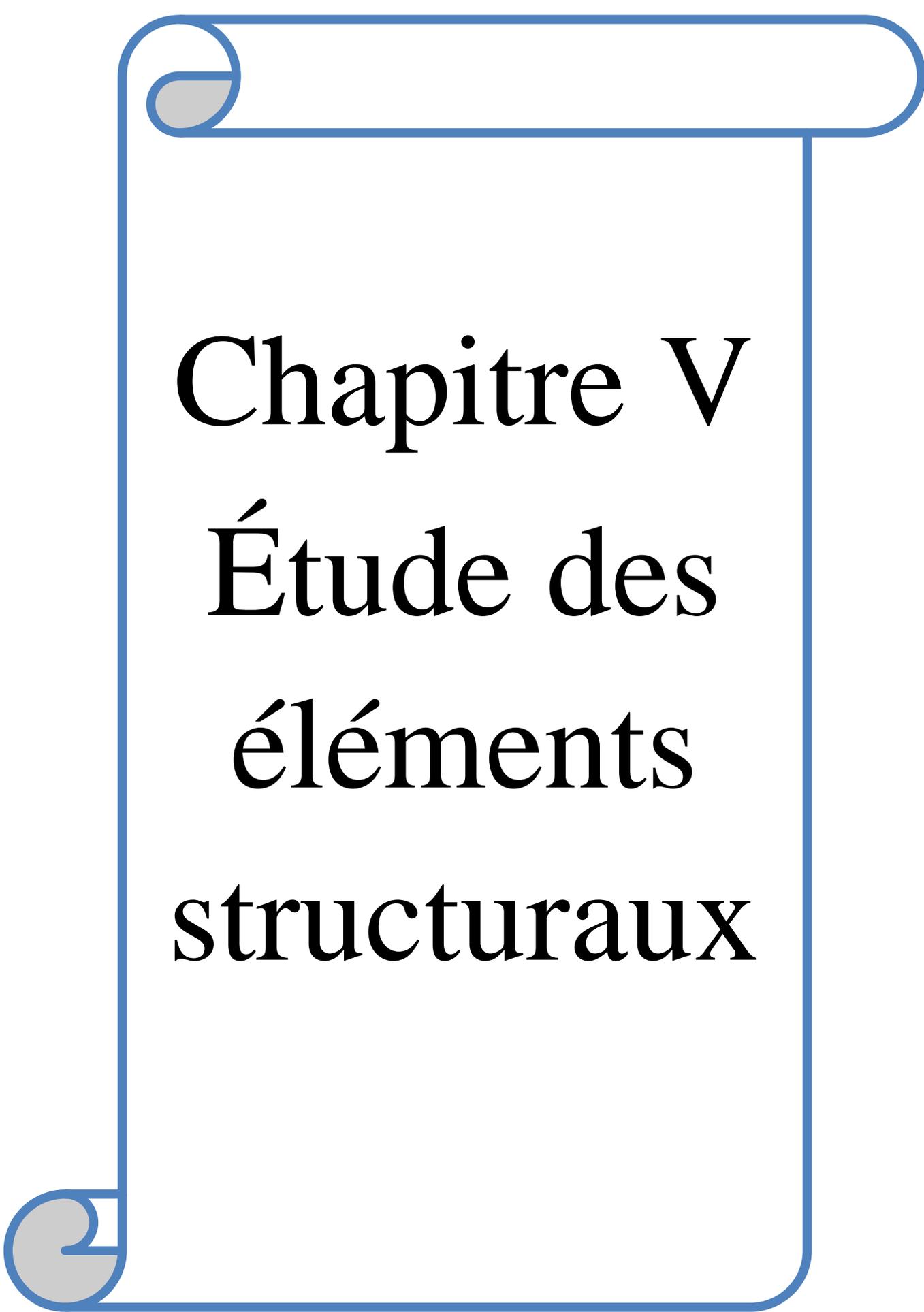


Fig. IV.6. la Superstructure

#### IV.10. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.





Chapitre V  
Étude des  
éléments  
structuraux

## V. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutre et voile, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticale et horizontale. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé le logiciel d'analyse des structures (ETABS2016), pour la détermination des efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calculs.

### V.1.Étude des poutres

#### V.1.1.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 et les poutres secondaires.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Etabs**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

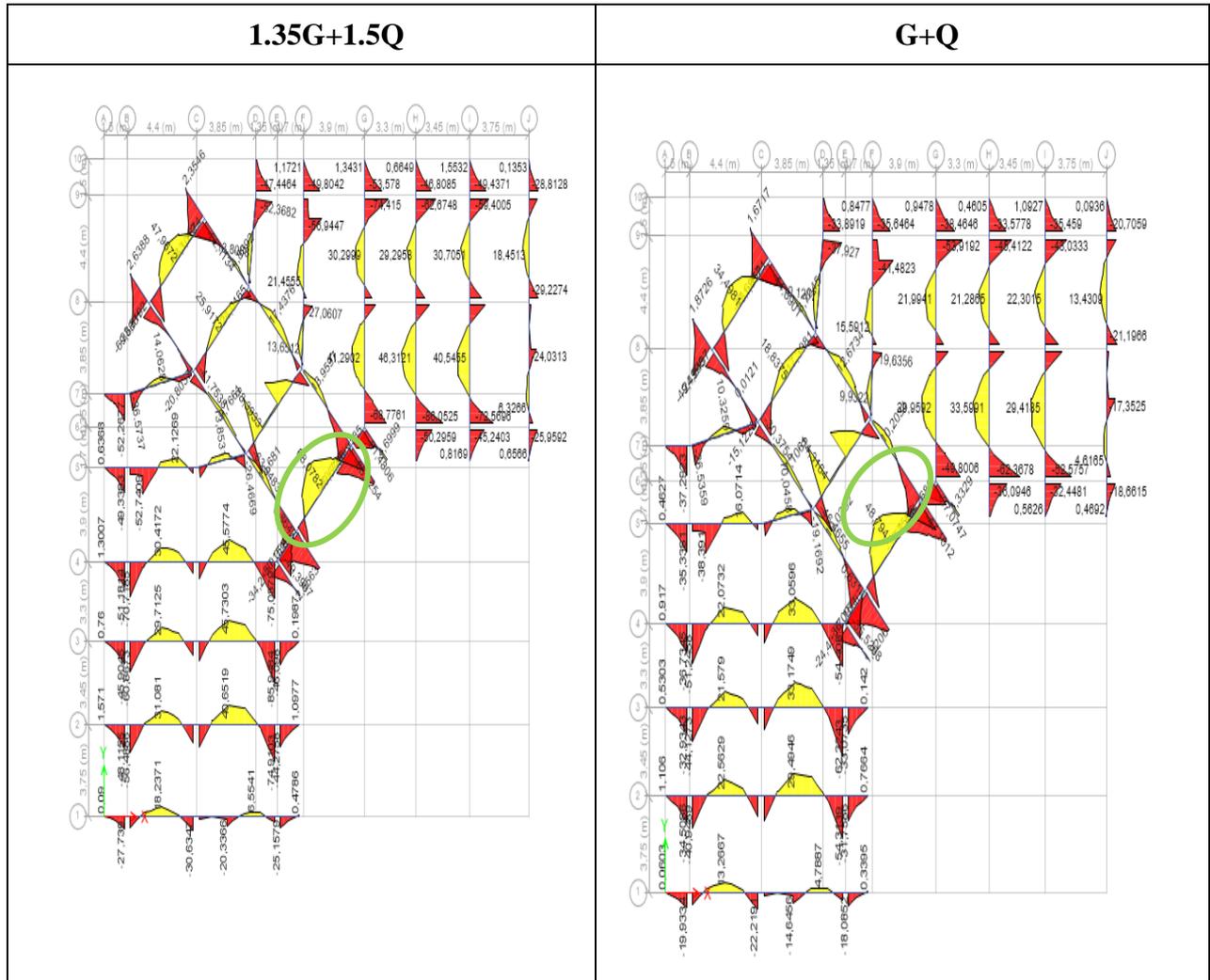
- |                    |                |                |
|--------------------|----------------|----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ ; | 2). $G+Q$ ;    | 3). $G+Q+E$ ;  |
| 4). $G+Q-E$ ;      | 5). $0.8G+E$ ; | 6). $0.8G-E$ . |

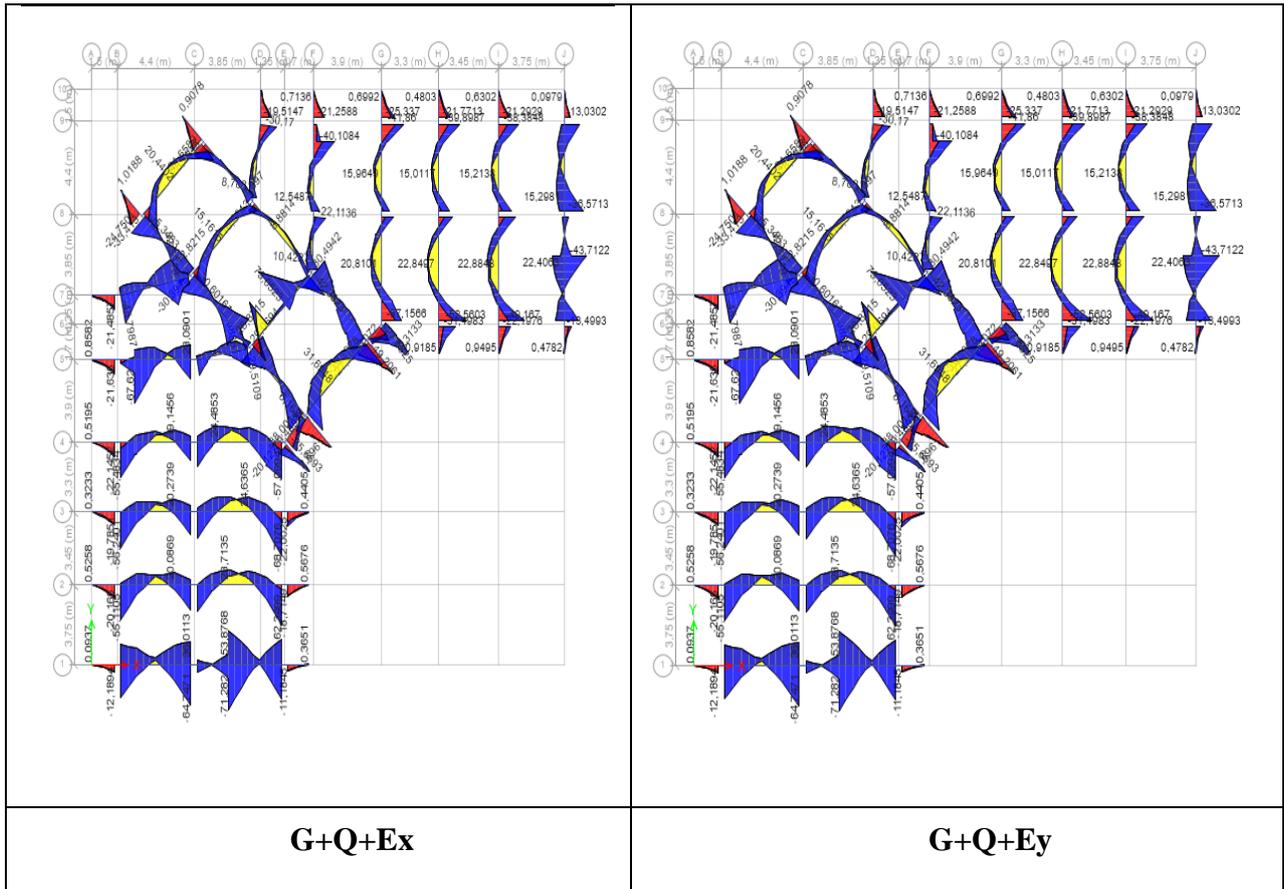


V.1.1.2 Diagrammes des moments fléchissant

a. Poutre Principale :

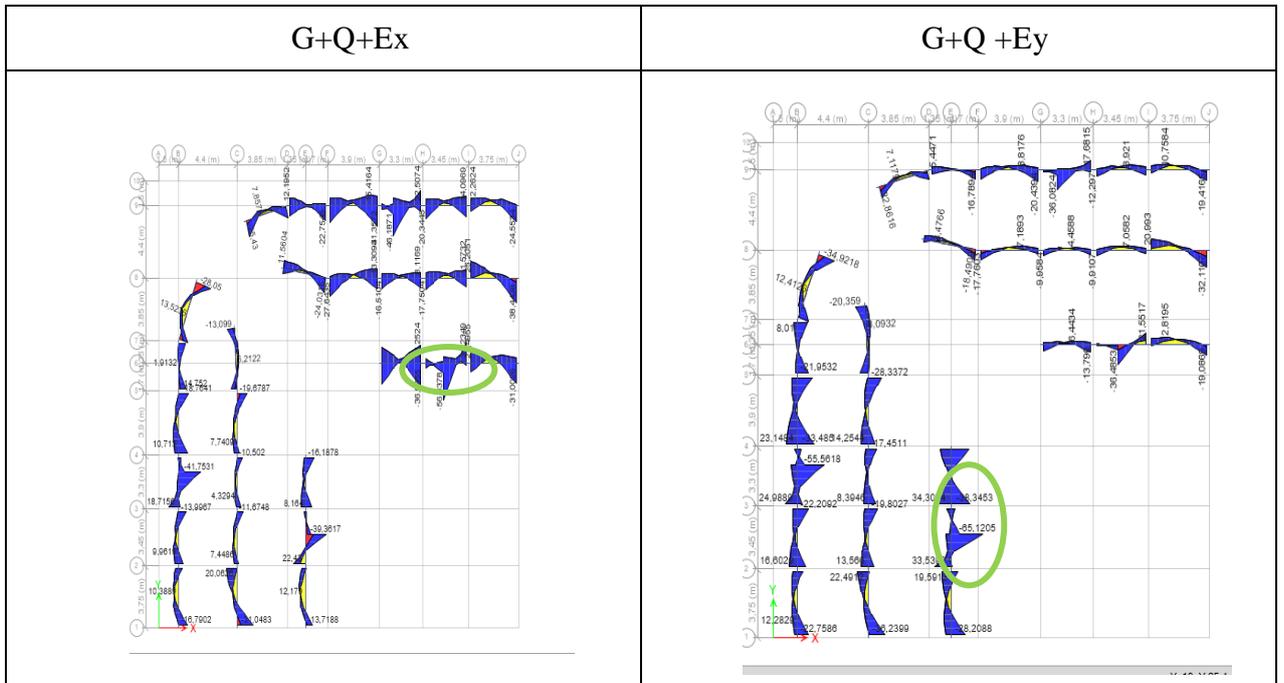
Tab V.2 : Sollicitations statique dans les poutres principales





**b. Poutre Secondaire**

**Tab V.3 : Sollicitations statique dans les poutres secondaires**



Tab V.4 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons

Poutres	Moment statique (KN.m)				V <sub>max</sub> (KN)
	ELU	ELA	ELS		
	Travée	Appui	Travée	Appui	
Principale	68.084	123.579	48.798	63.318	160.996
Secondaire	20.669	68.345	14.561	23.384	57.551

V.1.2.Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales

Tab V.5 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse

Eléments		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> /BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> /RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
PP	Travée	68.084	5.47	1.38	6	3T14+3T12=8.01
	Appui	123.579	8.88			6T14=9.24
Ps	Travée	20.669	1.84	1.19	5.25	3T14+2T12=6.88
	Appui	68.345	5.51			3T14+2T12=6.88

Les armatures transversales :

Calcul de  $\Phi_t$  : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :  $\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

$$\begin{cases} Pp = \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2cm \\ Ps = \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1cm \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4AH8 = 2.01cm^2$  (1 cadre + 1 étrier) de T8 pour toutes les poutres

- Calcul des espacements des armatures transversales :  $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\begin{cases} \text{En zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} Pp \Leftrightarrow S_t = 10cm \\ Ps \Leftrightarrow S_t = 10cm \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} Pp \Leftrightarrow S_t = 15cm \\ Ps \Leftrightarrow S_t = 15cm \end{cases} \end{cases}$$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$$At^{min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2 <$$

$$At^{adoptée} = 2.01cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone courante : } A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \\ \text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \end{array} \right.$$

Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II } L_r > 40$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

**Vérification à l'ELU :**

*Condition de non fragilité*

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Pp: A^{\min} = 1.38\text{cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \\ Ps: A^{\min} = 1.19\text{cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

*Contrainte tangentielle maximale : Il faut vérifier que*

$$\text{FPN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{s} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{étage courant : } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \\ \text{Ssol : } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.173 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.34 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tab V.6 Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	$V^{\max}(\text{kn})$	$\tau_{bu}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}(\text{MPa})$	Observation
Principale	160.996	1.41	3.33	Vérifié
Secondaire	57.551	0.58	4.34	Vérifié

*Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis derives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \text{BAEL91 (ArtH.IV.2)}$$

**Tab. V.7 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Poutres	$V^{\max}(\text{kn})$	$M_a(\text{kn.m})$	$A_l(\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{riv}}(\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{int}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principale	160.996	123.579	9.24	4.62	-5.76	Vérifié
Secondaire	57.551	68.345	6.88	1.65	-4.96	Vérifié

Vérification à l'ELS :

*État limite de compression du béton :*

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

**Tab V.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton**

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(Cm)	I(Cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Obs
						σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	
Principal e	Travée	48.79	8.01	13.89	9664.1	7.02	15	Vérifié
	Appui	63.32	9.24	14.67	1070.1	8.68		Vérifié
Secondaire	Travée	14.56	6.88	12.02	6279.1	4.47	15	Vérifié
	Appui	23.38	6.88	12.02	6279.1	4.47		Vérifié

*État limite de déformation (évaluation de la flèche)*

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$Q=5KN/ml ; G=5.16KN/ml ; G_0=0.65*25=16.25KN/ml ;$$

$$G_1=(0.725+0.725)*5.18=7.51 KN/ml ; Q_1=(0.725+0.725)*5 =7.25KN/ml$$

$$M_0 = \frac{(G_0 + G_1 + Q_1) \times l^2}{8} = 96.91KN.m$$

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**Tab V.9 : Vérification de l'état limite de déformation**

Poutres	H (cm)	B (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obs
Principal e	40	30	5	<b>8.01</b>	0.08 > 0.062	0.075 > 0.0503	0.0071 < 0.01	Vérifié
Secondaire	35	30	5.21	<b>6.88</b>	0.089 > 0.062	0.089 > 0.015	0.0069 < 0.01	Vérifié

**Remarque :** Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.3 Schémas de ferrailage:

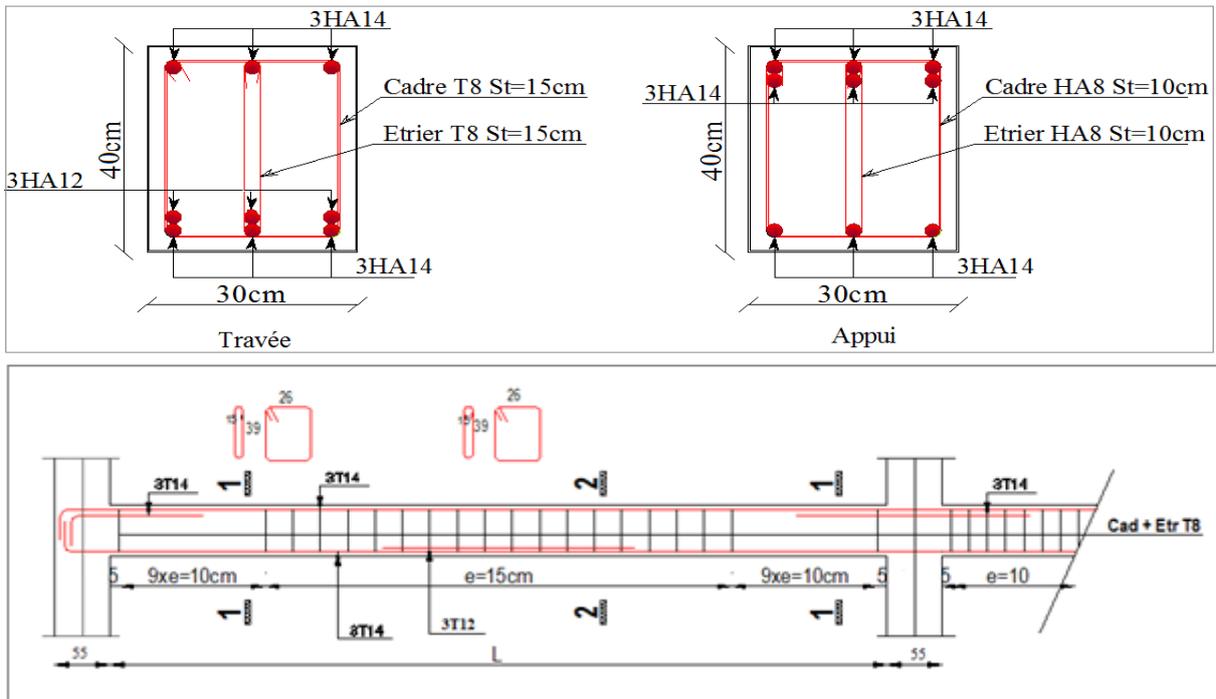


Fig. V.1 : schéma de ferrailage des poutres principales

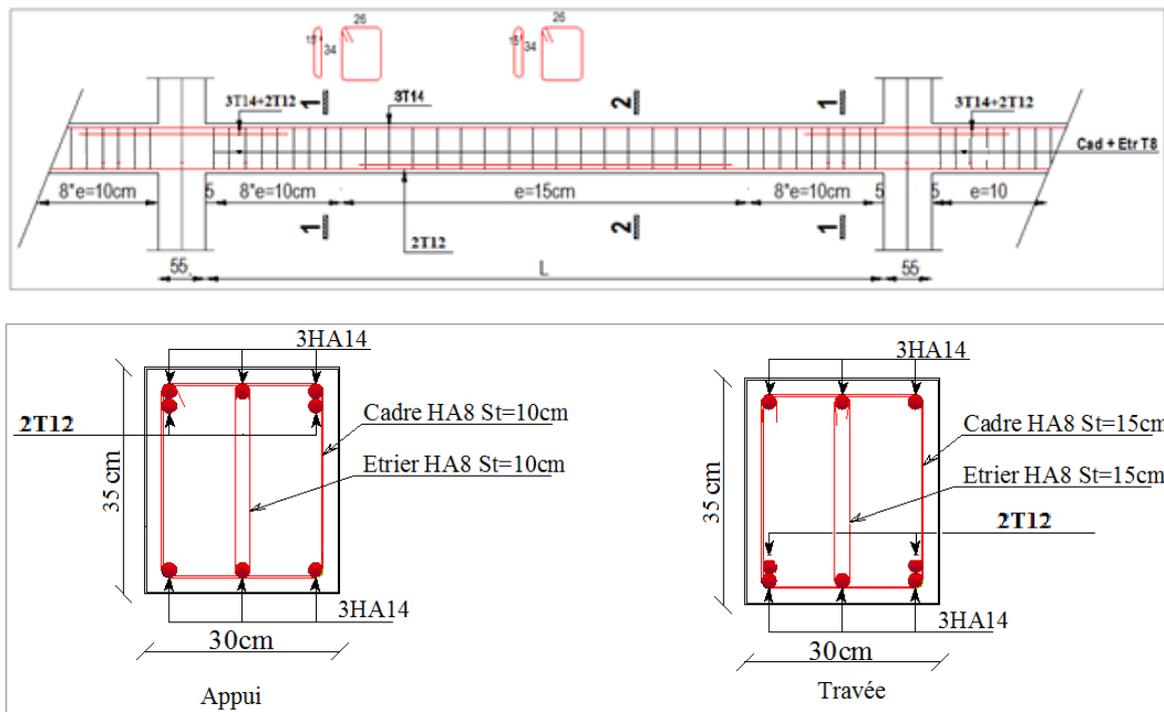


Fig. V.2 : schéma de ferrailage des poutres secondaires

**V.2 Etude des poteaux:**

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre les charges et transmettre à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons utilisées pour déterminer ces sollicitations sont :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $G + Q$
- $0,8G \pm E$

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A1 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A2 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A1, A2, A3)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tab V.10 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux**

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}(cm^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<b>SS1 et SS2</b>	55 × 55	24,2	121	181,5
<b>RDC</b>	50 × 50	20	100	150
<b>E1</b>	50 × 45	18	90	135
<b>E2 et E3</b>	45 × 40	14,4	72	108
<b>E4 et E5</b>	40 × 35	11,2	56	84
<b>E6 et E7</b>	35 × 30	8,4	42	63

• **Les armatures transversales :**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- $V^{max}$ : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- $\rho$ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ avec } \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

- **En zone nodale :**  $\leq (10 \phi_t^{min} min, 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{zone II}_a$
- **En zone courante :**  $\leq 15 \phi_t^{min} \dots \dots \dots \text{zone II}_a$

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS.V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**V.2.1 Sollicitation de calcul :**

**Tab. V .11 : Sollicitations dans les différents poteaux**

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(K N)	M(K N.m)	M(K N.m)	N(KN )	
<b>SS 1+2</b>	-2485,5535	-93,0767	954,3807	90,2775	-135,1032	2066,5642	84,8301
<b>RDC</b>	-1626,4081	-102,3687	328,7283	56,0272	113,0497	-910,1633	70,4103
<b>E1</b>	-1328,2712	15,4211	85,29	83,722	117,8839	-803,8392	72,9393
<b>E2+E3</b>	-1132,678	10,546	48,9802	59,6599	-102,2861	-584,3429	66,6014
<b>E4+E5</b>	-760,405	9,8531	49,4415	18,2972	-80,789	-320,425	56,2766
<b>E6+E7</b>	-389,272	6,8888	85,8022	8,462	-53,85	-43,9719	42,0958

**V.2.2 Calcul du ferrailage :**

$$M_{max} = 93,08 \text{KN.m} \quad N_{corr} = 2485,55 \text{KN}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; d = 52,5 \text{cm} ; d' = 2,5 \text{cm}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,275 < \frac{h}{2} = 0,275$$

le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée,

Avec la vérification de la condition suivante :

$$(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d') \times f_{bu}$$

$$\text{Avec } M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right) = 93,08 + 2485,55 \times (0,575 - 0,275) = 838,74 \text{KN.m}$$

$$(d - d') - M_{ua} = 0,404 \text{MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') b \times f_{bu} = 0,923 \text{MN.m}$$

Donc la SPC, le calcul se fait par assimilation à la FS avec  $M_{ua}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot 25 \cdot 1,15 = 18,48 \text{ MPa (cas accidentel)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua} \times 10^{-3}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,83874}{0,55 \times 0,525^2 \times 18,48} = 0,299 > 0,186 \text{ (Pivot B)} ;$$

$$\mu_l = 0,391$$

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

$$\alpha = 0,457 ;$$

$$z = 0,43 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = -16,25 \text{cm}^2$$

avec

$$f_{st} = 400 \text{Mpa (car } \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle)}$$

$A < 0$  donc le béton seul suffit dans ce cas  $A = 0$

- Ferrailage longitudinal :

Tab V.12 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niv	Sec	N(KN)	M KN.m	Type	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPa</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPa</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>choisit</sub> ( cm <sup>2</sup> )	Feraille ge
							Z <sup>rec</sup>	Z <sup>cour</sup>		
SS 1+2	55× 55	2485,55	93,08	SPC	0	24,2	121	181,5	24,63	16HA14
		-954,38	90,28	SET	16,45					
		2066,56	135,10	SPC	0					
RDC	50× 50	1626,41	102,37	SPC	0	20	100	150	24,63	16HA14
		-328,73	56,03	SET	13,12					
		910,16	113,05	SPC	0					
E1	50× 45	1328,27	15,42	SPC	0	18	90	135	18,47	12HA14
		-85,29	83,72	SPC	11,81					
		803,84	117,88	SPC	0					
E2 + E3	45× 40	1132,68	10,54	SPC	0	14,4	72	108	16,84	8HA14 + 4HA12
		-48,98	59,66	SPC	9,54					
		584,34	102,28	SPC	0					
E4 + E5	40× 35	760,40	9,85	SPC	0	11,2	56	84	13,57	12HA12
		-49,44	18,30	SPC	7,35					
		320,42	80,79	SPC	0					
E6 + E7	35× 30	389,30	6,89	SPC	0	8,4	42	63	9,05	8HA12
		-85,80	8,46	SET	5,51					
		53,85	43,97	SPC	0					

▪ **Ferraillage transversale :**

Le tableau ci-après (tab5.10) résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tab V.13 : Armatures transversales des poteaux**

Section (cm <sup>2</sup> )	Ø <sub>min</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	λ	V <sup>u</sup>	l <sub>r</sub> (m)	t <sub>zone</sub> <sup>nod</sup> (cm)	t <sub>zone</sub> <sup>cour</sup> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>optée</sup> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
55×55	1.4	214,2	3,9	13,48	84,83	56	10	15	2,17	2,47	3.02	4HA10
50×50	1.4	285,6	5,7	19,76	70,41	56	10	15	1.32	2.25	3.02	4HA10
50×45	1.4	238	4,76	18,29	72,94	56	10	15	2,05	2,25	2.36	3HA10
45×40	1.2	238	5,28	20,58	66,60	48	10	15	1,38	2,02	2.36	3HA10
40×35	1.2	238	5,95	23,53	56,28	48	10	15	1,32	1,8	2.36	3HA10
35×30	1.2	238	6,8	27,45	42,10	48	10	15	1,13	1,57	1,57	2HA10

▪ **Vérification au flambement**

Selon le CBA93 (artB.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.

On doit vérifier que : 
$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que : B<sub>r</sub> : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ<sub>b</sub>=1,15 ; γ<sub>s</sub>=1 sont des coefficients de sécurité béton, acier

α : Coefficient fonction de l'élançement λ qui prend les valeurs

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

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 l_f/b \quad \text{pour les sections rectangulaires.}$$

$$l_f = 0.710 \text{ longueur de flambement.}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferrailage.

On prendra comme exemple de calcul les poteaux du RDC qui sont les plus élancés.

$$N_d = 1626,41 \text{ kN} ; l_f = 285,6 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 12,35 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,829 ;$$

$$B_r = (0,5 - 0,02) \times (0,5 - 0,02) = 0,2304 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0,799 \times \left( \frac{0,230 \times 25}{0,9 \times 1,15} + 24,63 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1} \right) = 5,22 \text{ MN}$$

$$N_d = 1,626 \text{ MN} < 4,347 \text{ MN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau suivant (Tableau) résume les résultats des autres vérifications

**Tab V.14 : Vérification du flambement des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	$\lambda$	$\alpha$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obs
SS 1+2	55×55	306	214,2	13,48	0,825	24,63	0,281	6,41	2,48	Vérifiée
RDC	50×50	408	285,6	19,76	0,799	24,63	0,230	5,22	1,63	Vérifiée
E1	50×45	340	238	18,30	0,806	18,47	0,206	4,61	1,33	Vérifiée
E2+E3	45×40	340	238	20,59	0,795	16,84	0,163	3,66	1,13	Vérifiée
E4+E5	40×35	340	238	23,53	0,779	13,57	0,125	2,77	0,760	Vérifiée
E6+E7	35×30	340	238	27,45	0,757	9,05	0,092	1,96	0,389	Vérifiée

▪ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

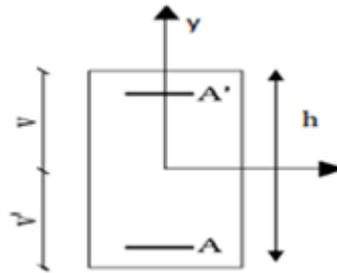


Fig V.3 Section d'un poteau

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V, \quad \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad (\text{section homogène})$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$

$$V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (Tableau) suivant :

Tab V.15 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	SS1+SS2	RDC	E1	E2+E 3	E4+E5	E6+E7
Section (cm <sup>2</sup> )	55×55	50×50	50×45	45×40	40×35	35×30
d (cm)	52	47	47	42	37	32
A (cm)	24,63	24,63	18,47	16,84	13,57	9,05
S (m <sup>2</sup> )	0,3394	0,2869	0,2527	0,2053	0,1604	0,1185
V (cm)	27,95	25,49	25,41	22,92	20,39	17,80
V' (cm)	27,05	24,51	24,59	22,08	19,61	17,20
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0160	0.0115	0.0098	0.0067	0.0040	0.0022
N <sub>ser</sub> (MN)	1,6348	1,1247	0,9666	0,8243	0,5498	0,2839
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0,0491	0,0323	0,0333	0,0494	0,0461	0,0330
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0,0564	0,0170	0,0373	0,0528	0,0482	0,0338
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5,79	4,29	4,78	5,81	5,88	5,13
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	3,85	3,65	2,88	2,27	1,06	0
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

▪ Vérification aux des sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab V.16: Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$b$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs
SS 1+2	55×55	214,2	3,90	0,040	0,55	52	84,83	0,297	1,000	Vérifiée
RDC	50×50	285,6	5,70	0,075	0,50	47	70,41	0,299	1,875	Vérifiée
E1	50×45	238,0	4,76	0,040	0,45	42	72,94	0,434	1,000	Vérifiée
E2+E3	45×40	238,0	5,28	0,075	0,40	37	66,60	0,45	1,875	Vérifiée
E4+E5	40×35	238,0	5,95	0,075	0,35	32	56,28	0,502	1,875	Vérifiée
E6+E7	35×30	238,0	6,80	0,075	0,30	27	42,10	0,519	1,875	Vérifiée

▪ Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$M_w$  : moment résistant a gauche du nœud considéré ;

$M_e$  : moment résistant à droit du nœud considéré

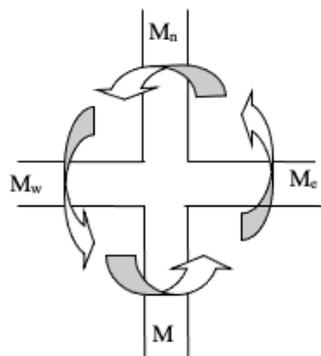


Fig V.4 Zone nodale

▪ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers ;

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux (Tableau) suivants :

**Tab V.17: Les moments résistants dans les poteaux**

Niveau	Section(c m <sup>2</sup> )	h (cm)	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>st</sub> (Mpa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
SS1+SS2	55×55	55	49,5	24,13	400	487,67
RDC	50×50	50	45	24,13	400	443,34
E1	50×45	50	45	18,47	400	332,46
E2+E3	45×40	45	40,5	15,21	400	272,81
E4+E5	40×35	40	36	13,57	400	195,41
E6+E7	35×30	35	31,5	13,57	400	114,03

**Tab V.18: Les moments résistants dans les poutres**

Niveau	Poutres		h(cm)	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>st</sub> (Mpa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol Au 7 <sup>ème</sup> étage	PP	Travée	40	36	8,01	348	100.349
		Appui			9,24		115.758
	PS	Travée	35	31.5	6,88	348	75.418
		Appui			6,88		75.418

▪ **Détermination des moments résistants dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans

les poteaux ;

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau).

- Nœud central (N1)
- Nœud d'angle (N2)

**Tab V.19 Vérification de la zone nodale**

Niveau	Plan	$M_N$	$M_S$	$M_n+M_s$	$M_w$	$1.25(M_e+M_w)$	Observation
S sol	Pp	159,19	159,19	318,38	100,34	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
RDC	Pp	159,19	144,72	303,91	100,34	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	Pp	144,72	110,88	255,6	100,34	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	Pp	110,88	86,51	197,39	100,34	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	Pp	86,51	86,51	173,02	100,349	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	Pp	86,51	65,09	151,6	100,349	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	Pp	65,09	56,95	130,18	115,758	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	Pp	56,95	56,95	113,9	115,758	137,925	Vérifiée
	Ps				75,418	94,272	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	Pp	56,95	56,95	113,9	100,349	137,925	Vérifiée
	Ps				74,541	94,272	Vérifiée

D'après le RPA99/version2003 la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- **Interprétation des résultats :**

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- **Commentaire**

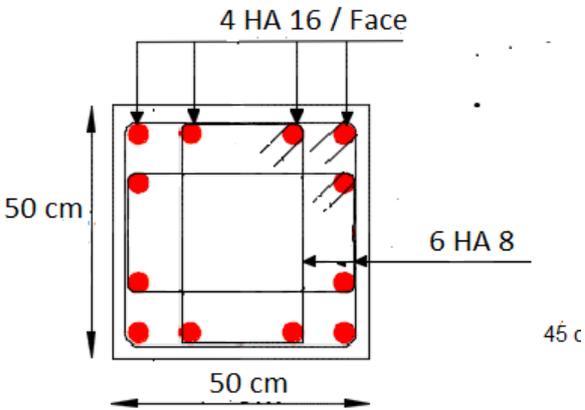
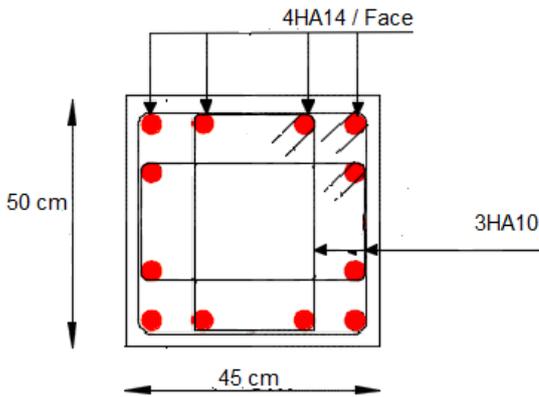
La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### V.2.3 Les schémas Ferrailage des poteaux

Les schémas de ferrailage sont résumés dans la figure suivante :

**Tab V.20 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux**

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
SS1+SS2	12HA16	

<p>RDC</p>	<p>16HA14</p>	
<p>1<sup>ème</sup> étages</p>	<p>12HA14</p>	

<p>2<sup>ème</sup>+3<sup>ème</sup> étages</p>	<p>4HA14 + 8HA12</p>	
<p>4<sup>ème</sup>+5<sup>ème</sup> étages</p>	<p>12HA12</p>	
<p>6<sup>ème</sup>+7<sup>ème</sup> étages</p>	<p>8HA12</p>	

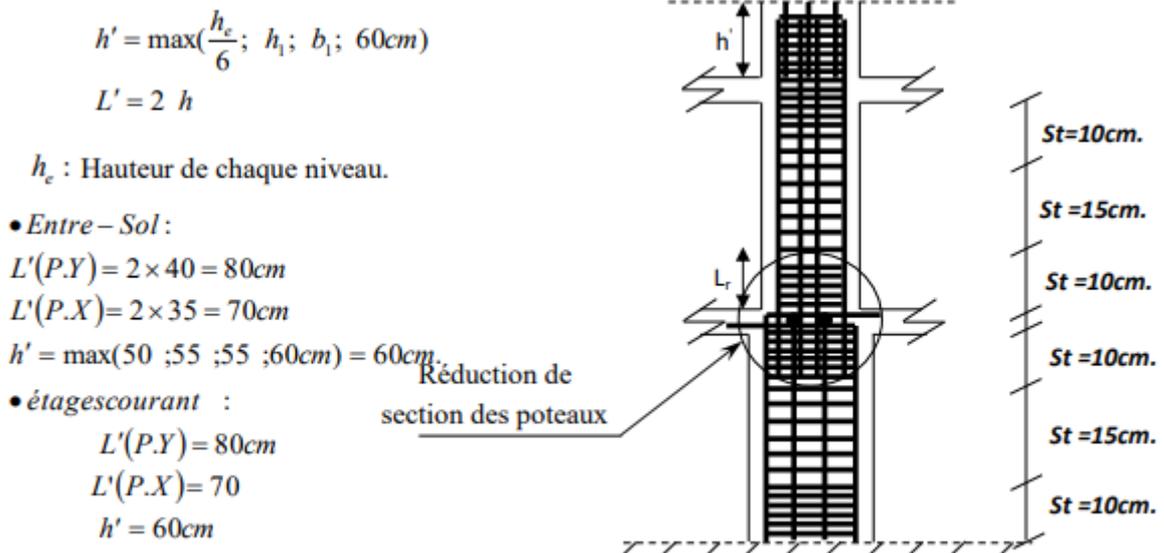


Fig V.5 Les schémas de ferrailage poteaux

### V.3 Etude des voiles :

#### V.3.1 Voiles :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion ;
- Rupture en flexion par effort tranchant ;
- Rupture par écrasement ou traction du béton ;

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1,13G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$ 
  - **Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1) :**
- **Armatures verticales**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$\Rightarrow A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

▪ **Aciers horizontaux :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 30° ayant une longueur de 10Φ.

▪ **Règles communes (armature verticales et horizontales)**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h \text{ dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5 \cdot e, 30\text{cm})$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

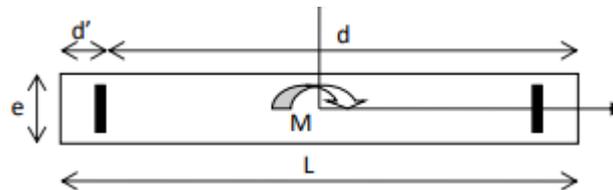
$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### V.3.2 Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **Etb** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : N max → M correspondant
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : M max → N correspondant
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : N min → M correspondant



**Fig V.6 Schéma d'un voile plein**

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ( $e \times l$ )

- $A_v^{min}$  : section d'armature verticale minimale dans le voile ( $A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$ )
- $A_v^{min} / ten$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ( $A_v^{min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$ )
- $A_v^{min} / comp$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ( $A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$ )
- $A_v^{cal}$  : section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{adop}$  : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc}$  : section d'armature horizontale calculée.
- $A_h^{adop}$  : section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- $N^{ber}$  : nombre de barre adoptée par espacement.
  - **Calcul des sollicitations :**
- **Sens x-x' :**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab V.21: Sollicitations maximales dans le voile Vx1=2m.

Niveau	$N^{max}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$N^{min}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{cors}$ (KN)	$V^{max}$ (KN)
SS1-E2	-2120,89	-1239,86	652,88	1215,65	-1239,85	-2120,89	324,15
E3-E7	-670,31	-12,08	14,22	130,32	130,32	14,72	-131,44

Tab V.22: Sollicitations maximales dans le voile Vx3=Vx4=Vx5=1m.

Niveau	$N^{max}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$N^{min}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{cors}$ (KN)	$V^{max}$ (KN)
SS1-E2	-1649,64	-219,87	115,24	169,90	-219,87	-1649,64	-213,31
E3-E7	-812,29	-34,99	-5,32	-10,06	-76,60	-688,70	-132,96

Tab V.23: Sollicitations maximales dans le voile Vx6=1,5m.

Niveau	$N^{max}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$N^{min}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{cors}$ (KN)	$V^{max}$ (KN)
SS1-E2	-1550,96	-474,31	121,03	488,13	491,09	-184,29	198,52
E3-E7	-127,75	7,99	-22,08	29,85	-97,82	-503,39	-84,43

- Sens y-y' :

Tab V.24: Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y1}=V_{y3}=V_{y4}=1,5m$ .

Niveau	$N^{max}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$N^{min}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{cors}$ (KN)	$V^{max}$ (KN)
SS1-E2	-1670,94	-401,16	188,49	531,86	539,01	-103,00	-206,66
E3-E7	-751,78	-19,20	-16,24	48,61	125,33	-356,23	103,48

Tab V.25 : Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y2}=V_{y5}=1m$

Niveau	$N^{max}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$N^{min}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{cors}$ (KN)	$V^{max}$ (KN)
SS1-E2	-1099,82	-203,58	95,34	214,15	216,49	-125,40	-125,23
E3-E7	-515,68	-3,67	-10,98	22,95	68,04	-231,28	66,48

Tab V.26: Sollicitations maximales dans le voile  $V_{y6}=2m$

Niveau	$N^{max}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$N^{min}$ (KN)	$M^{cors}$ (KN.m)	$M^{max}$ (KN.m)	$N^{cors}$ (KN)	$V^{max}$ (KN)
SS1-E2	-1971,43	-1076,36	489,96	1118,39	1128,62	210,17	290,13
E3-E7	-683,73	-12,52	3,80	117,62	132,06	-309,81	129,64

**a. Exemple de calcul**

Voile  $V_{x1}$  (Ssol 1,2)

Données :

$$N_{max} = 2120,89 \text{ KN};$$

$$M_{cor} = 1239,86 \text{ KN.m};$$

$$V_u = 324,15 \text{ KN}$$

$$l = 2m; e = 20cm; d = 1.95 m; d' = 0.05 m; \text{ (Situation accidentelle)}$$

- Calcul des armateurs verticales :

Calculer directement les contraintes aux extrémités du voiles a la flexion simple

$$S = 0,2 \times 2 = 0,4 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0,133 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} \quad \sigma^+ = 19,46 \text{ MPa} \quad \sigma^- = -5,32 \text{ MPa}$$

donc SPC le calcul se fait pas assimilation a la FS avec  $M_{ua}$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 1,239 + 2,12 \times \left(1,95 - \frac{2}{2}\right) = 3,253 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,253}{0,2 \times 3,8025 \times 18,48} = 0,231$$

$$\mu_{bu} = 0,231 < \mu_l = 0,379$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0,333$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,69 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 48,12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N U}{F_{st}} = -4,88 \text{ cm}^2 \text{ donc } A = 0$$

▪ **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$l_t = \frac{\sigma^{min}}{\sigma^+ + \sigma^-} \times l = 0,429 \text{ m}$$

$$l_c = l - 2l_t = 1,57 \text{ m}$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

▪ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

▪ **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{1,4 V U}{e \times d} = \frac{0,3245 \times 1,4}{0,2 \times 1,95} = 1,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = f_{ct28} \times 0,2 = 5 \text{ MPa}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,9 \times f_e} = \frac{1,16 \times 0,2 \times 0,30}{0,9 \times 400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des barres horizontales :**

▪ **Zone courante**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Zone nodale

$$St = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$Ah_{\min} = 0.15\% * e * st = 0.45 \text{ cm}$$

Tab V.27 Ferrailage du voile  $V_x$  (sens x-x)

Niveau	Section	Type	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{RPa}^{min}$ ( $\text{cm}^2$ ) VOILE	$A_{RPa}^{max}$ ( $\text{cm}^2$ )		$A_{choisit}$ ( $\text{cm}^2$ )	Ferrailage
					$Z^{TEN}$	$Z^{CO}$		
SS1 E2	2*0,2 VX1	SPC	0	6	4,8	1,6	38,46	2×17HA12
		SPC	24,45.					
		SPC	0					
E3 E7	2*0,15 VX1	SEC	0	4.5	3,11	1,44	26,7	2 ×17HA10
		SPC	1,86					
		SPC	1,86					
SS1 E2	1,5*0,2 VX6	SEC	0	4,5	2,72	3,18	24,88	11HA12 + 11HA12
		SPC	10,18					
		SPC	6,56					
E3 E7	1,5*0,1 5 VX6	SEC	0	3,375	2,44	1,17	17,28	11HA10 + 11HA10
		SPC	0,23					
		SEC	0					
SS1 E2	1*0,2 Vx3 Vx4 Vx5	SEC	0	3	2,22	0	15,84	7HA12 + 7HA12
		SPC	6,05					
		SEC	0					
E3 E7	1*0,15 Vx3 Vx4 Vx5	SEC	0	2,25	1,82	0,13	11	7HA10 + 7HA10
		SPC	0,2					
		SEC	0					

Tab V.28 Ferrailage du voile Vy (sens Y-Y)

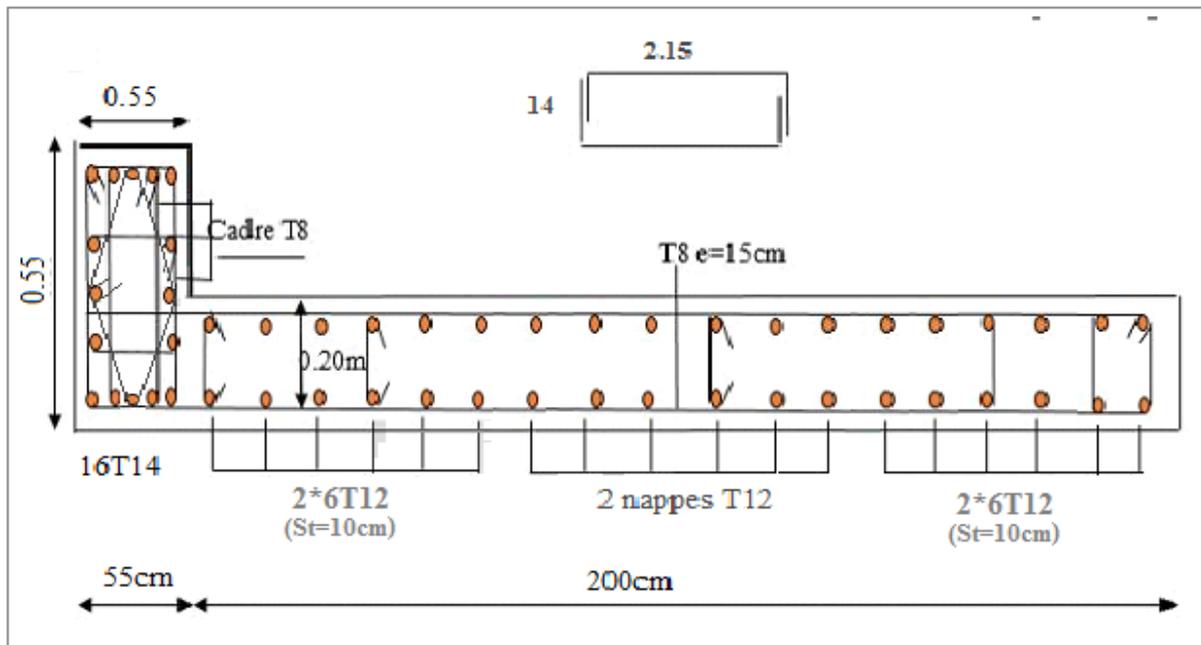
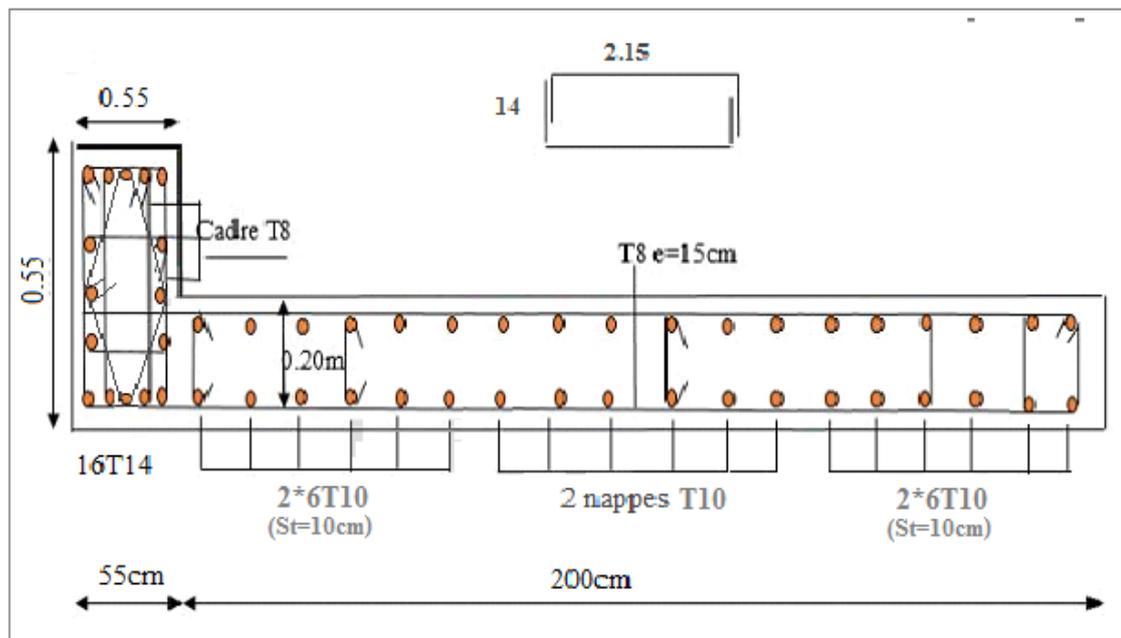
Niveau	Section	Type	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPa</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> ) VOILE	A <sub>RPa</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
					Z <sup>TEN</sup>	Z <sup>CO</sup>		
SS1 E2	1,5*0,2 VY3 VY4 VY1	SEC	0	4,5	3,26	1,36	24,88	11HA12 + 11HA12
		SPC	11,794					
		SPC	8,411					
E3 E7	1,5*0,15 VY3 VY4 VY1	SEC	0	3,375	2,75	1,21	17,28	11HA10 + 11HA10
		SPC	0,63					
		SEC	0					
SS1 E2	1*0,2 Vy2 Vy5	SPC	0	3	2,148	0	15,84	7HA12 + 7HA12
		SPC	7,01					
		SPC	4,36					
E3 E7	1*0,15 Vy2 Vy5	SEC	0	2,25	1,844	0,117	11	7HA10 + 7HA10
		SPC	0,46					
		SPC	0					
SS1 E2	2*0,2 VY6	SPC	0	6	4,58	0	38,46	17HA12 + 17HA12
		SPC	20,82					
		SPC	17,741					
E3 E7	2*0,15 Vy6	SEC	0	4,5	4,044	0	26,7	17HA10 + 17HA10
		SPC	1,56					
		SPC	0					

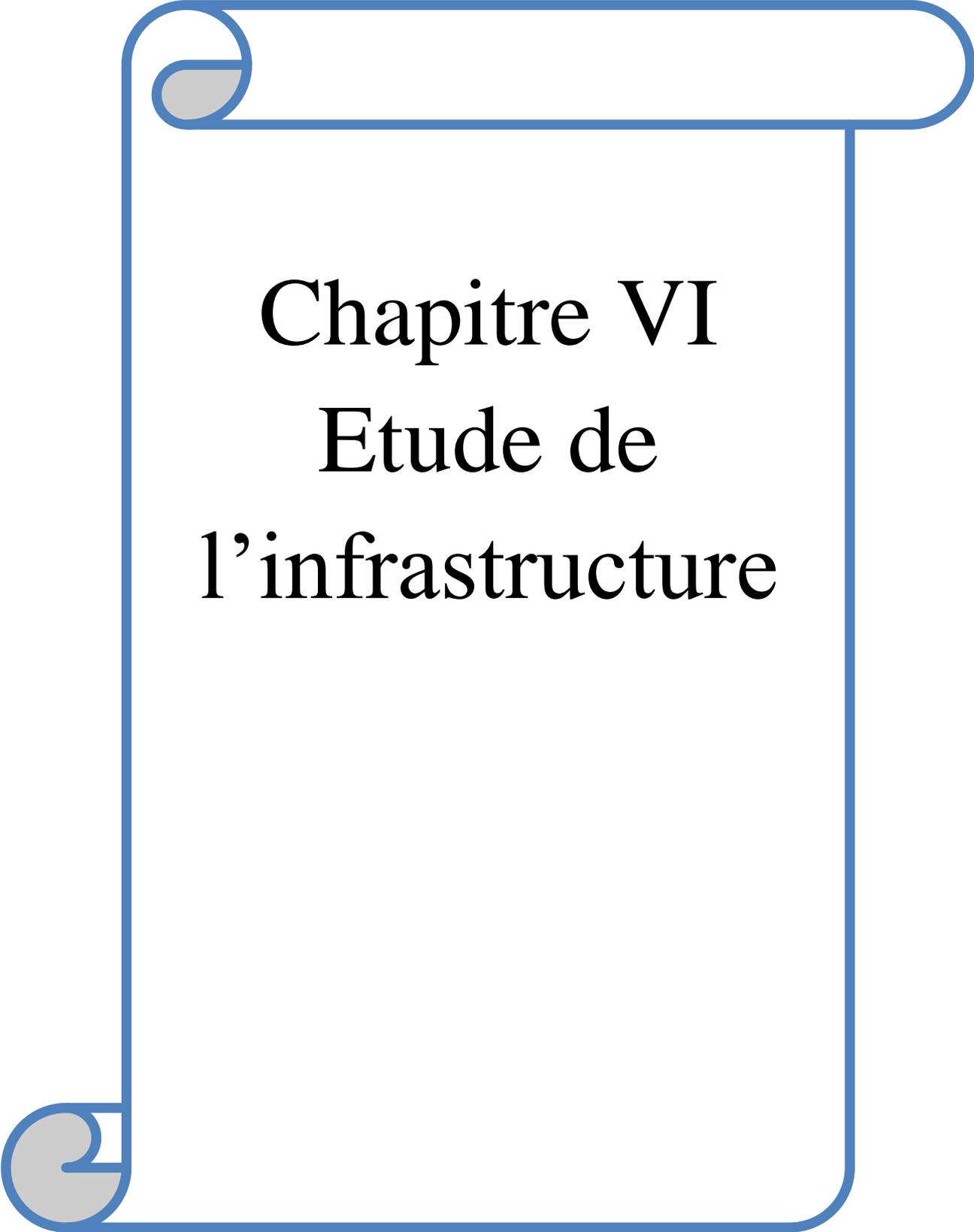
Tab V.29 Ferrailage des voiles horizontales et vérification

	Sens X-X et Sens Y-Y $e_p = 20\text{cm}$					
	Vx1	Vx2	Vx3	Vy1	Vy2	Vy6
$\tau_u$ (MPa)	1,13	0,93	1,49	0,96	0,87	1,01
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
St(cm)	25	25	25	25	25	25
Ah (cm <sup>2</sup> )	1,56	1,29	2,06	1,322	1,20	1,40
Ah(cm <sup>2</sup> )	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Achoisie (cm <sup>2</sup> /ml)	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12

	Sens X-X et Sens Y-Y $E_p = 15\text{cm}$					
	Vx1	Vx2	Vx3	Vy1	Vy2	Vy6
$\tau_u$ (MPa)	0,61	0,52	1,24	0,64	0,96	0,60
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
St(cm)	20	20	20	20	20	20
Ah (cm <sup>2</sup> )	0,5	0,4	1,04	1,322	1,10	0,49
Ah(cm <sup>2</sup> )	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Achoisie (cm <sup>2</sup> /ml)	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12

## V.3.3 Schémas de ferrailage

Fig. V.7 : schéma de ferrailage de voile VX1  $E_p=20\text{cm}$ Fig. V.8 : schéma de ferrailage de voile Vy6  $E_p=15\text{cm}$



Chapitre VI  
Etude de  
l'infrastructure

## VI .Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure

### VI.1. Type de fondation adopté

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support
- La capacité portante du terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La distance entre axes des poteaux.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux dernières vérifications ne sont pas satisfaites on optera pour un radier nervuré. On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{super}}{S_f} \rightarrow S_f = \frac{N_{super}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{52495,2563}{200} = 262,476 \text{ cm}^2$$

La surface de bloc :  $S_b = 396,38 \text{ m}^2$

Donc  $\frac{\text{(la surface fondation)}}{\text{(la surface bloc)}} = 66,21 \%$  La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier générale**.

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

### VI.2. Radier général nervuré

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol.

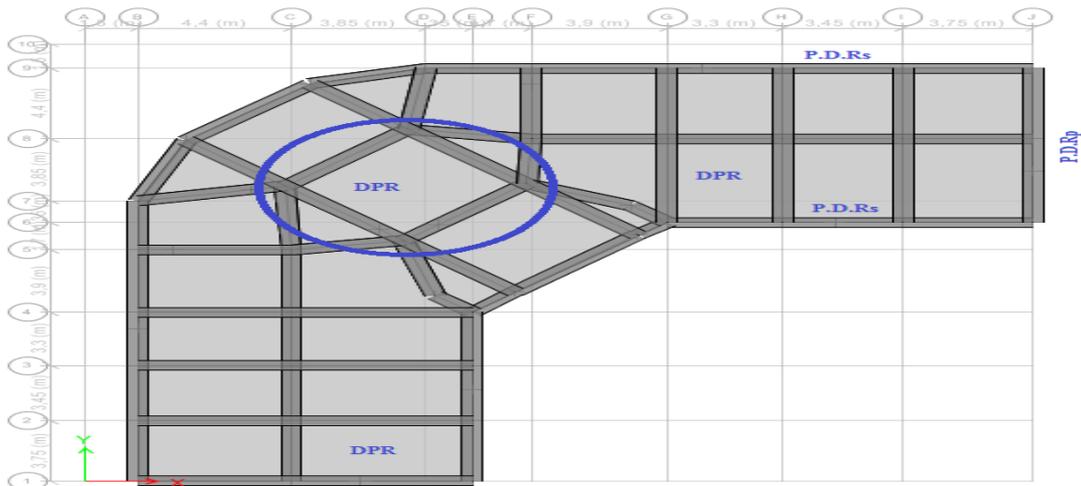


Figure.VI.1 Radier général nervuré

**VI.2.1. Pré dimensionnement du Radier**

**VI.2.1.1. Dalle du radier**

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$hd \geq \frac{l_{max}}{20} \rightarrow hd \geq \frac{520}{20} = 26cm$$

Avec Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs Lmax =5.2m

**VI.2.1.2. Les nervure (poutres croisé)**

✓ Condition de coffrage :

$$hp \geq \frac{l_{max}}{10} \rightarrow hp \geq \frac{520}{10} = 52cm$$

✓ Condition de rigidité :

$$Le \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi} \dots \dots \dots (1)$$

Le radier est considéré rigide avec une répartition linéaire des contraintes

$$\text{Avec : } Le : \text{Longueur élastique: } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2)$$

E: Module d'élasticité du béton E = 3.2164 × 10<sup>7</sup> KN /m<sup>2</sup>

I: Inertie de la section du radier

K: coef de réaction du sol, pour un sol moyen K = 4 × 10<sup>4</sup> KN /m<sup>3</sup>

b: La largeur de la bonde = 1m

$L_e$ : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$I = \frac{B \times h^3}{12} \rightarrow ht \geq \sqrt{\frac{48 \times L \max^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,76 \text{ m}$$

Donc :  $ht \geq 0,76 \text{ m}$

### VI.2.2 Dimensions du radier

Nous adoptons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure :  $ht = 80 \text{ cm}$  .

La largeur de la nervure :  $b = 55 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier  $hd = 40 \text{ cm}$

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier  $S_{rad} = 448,96 \text{ m}^2$

#### VI.2.2.1. Vérifications nécessaires

##### ✓ Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_X Y_G}{I_X}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$

$X_G = 11,80 \text{ m}$                        $Y_G = 15,43 \text{ m}$

$I_{XX} + I_{YY} = 4,779 \times 10^4 \text{ m}^4$

$M_X = 11,514 \text{ MN} \cdot \text{m}$

$M_Y = 7,426 \text{ MN} \cdot \text{m}$  avec  $N =$

Résultat tiré du logiciel ETABS

##### ✓ Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{X-X : } \sigma_1 = \frac{50,512}{448,96} + \frac{11,514}{23895} \times 15,39 = 0,165 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{50,512}{448,96} - \frac{11,514}{23895} \times 15,39 = 0,144 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,165 + 0,144}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 2 \times 0,2$$

$$\sigma_{moy} = 0,159 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0,4 \text{ MPa}$$

**Y-Y la même méthode (X-X)**

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vd}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa};$$

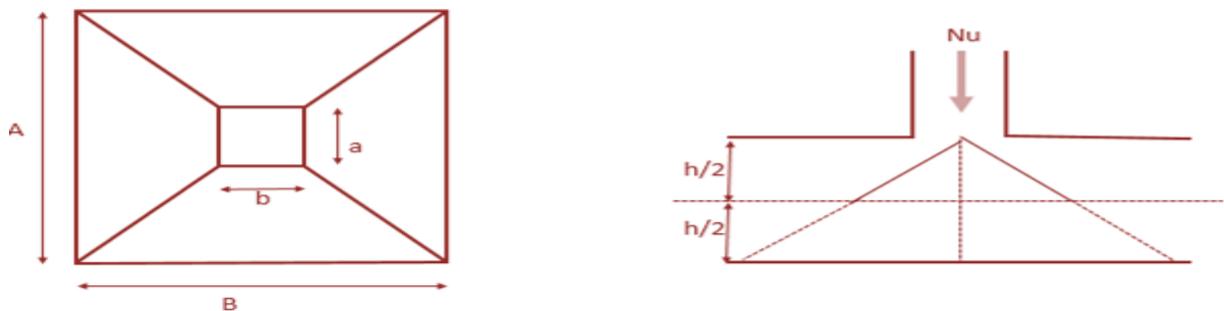
$$Vd = \frac{Nd \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = Vd = \frac{72,413664 \times 5,2}{2 \times 448,96} = 419,35 \text{ KN}$$

On considère une bande de  $b=1\text{m}$  de longueur et  $d = 0,9 \times h_t = 0,72\text{m}$

$$\tau_u = \frac{0,419}{1 \times 0,9 \times 0,4} = 1,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc ya pas risque de cisaillement .

✓ **Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.2. : zone de contact Poteau-Radier**

Il faut vérifier que :  $N_d \leq 0,0045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  .....BAEL99(article A.5.2.41).

Avec :  $N_d$ : l'effort normale de calcul.

$U_c$ : le périmètre du contour au niveau du feuiller moyen.

$a = 0,55 \text{ m}$  ;  $b = 0,55\text{m}$

$$U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,80 = 1,35m \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,80 = 1,35m \end{cases} \rightarrow U_c = 5,4m$$

$$N_d = 2,285 \text{ MN} > 0,045 \times 5,4 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 4,226 \text{ MN} \dots \text{condition vérifier}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

$f_s$ : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1,15$ );

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment  $H = 1,6 \text{ m}$

$S_{rad}$  : Surface du radier ( $S_{rad} = 448,96 \text{ m}^2$ );

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$$N = 45054,9527 \text{ KN} \geq 1,5 \times 1,5 \times 448,96 \times 10 = 10101,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussée hydrostatique de l'eau.

✓ **Vérification à la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$\frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens } X - X : e = \frac{11,514}{50,512} = 0,228 \text{ m} < 5,91 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens } Y - Y : e = \frac{7,426}{50,512} = 0,147 \text{ m} < 7,714 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### VI.2.3.Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée .les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyenne en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91. On adoptera le même ferraillage pour les autres panneau

$$L_x = 4,8\text{m} \text{ et } L_y = 5\text{m}.$$

#### VI.2.3.1.Calcul des sollicitations

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} + 1,35 \times G_0 = \frac{72413,66}{448,96} + 1,35 \times 10 = 174,79 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{NS}{S_{radier}} + G_0 = \frac{52,495}{448,96} + 10 = 126,92 \text{ KN/m}^2$$

Avec  $N_u$  est l'effort normal ramené par la superstructure, et  $G_0$  le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,8}{5} = 0,96 > 0,4 \text{ donc La dalle travaille dans les deux sens.}$$

– Le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

– Le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

– Les valeurs des  $\mu_x, \mu_y$  sont en fonction de ( $\alpha = L_x/L_y$ )

– Les moments en travée et les moments sur appuis ;

✓ panneau intermédiaire :

Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75M_y$

Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0,5M_x$ ,  $M_{ay} = 0,5M_y$

✓ panneau de rive :

Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85M_x$ ,  $M_{ty} = 0,85M_y$

Moment sur appuis :  $M_{tx} = 0,3M_x$ ,  $M_{ty} = 0,3M_y$

## L'ELU

$$\mu_x = 0,0401$$

$$\mu_y = 0,9092$$

$$M_x = 0,0401 \times 174,79 \times 4,8^2 = 162,69 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,9092 \times 162,69 = 147,924 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

**Moment en travées :  $M_{tx} = 138,2865 \text{ KN.m}$  ;  $M_{ty} = 125,73 \text{ KN.m}$**

**Moment en appuis :  $M_{ax} = -81,345 \text{ KN.m}$  ;  $M_{ay} = -73,962 \text{ KN.m}$**

## L'ELS :

$$\mu_x = 0,0474$$

$$\mu_y = 0,9385$$

$$M_x = 0,0474 \times 126,928 \times 4,8^2 = 138,61 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,9385 \times 138,61 = 130,085 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

**Moment en travées :  $M_{tx} = 117,81 \text{ KN.m}$  ;  $M_{ty} = 110,57 \text{ KN.m}$**

**Moment en appuis :  $M_{ax} = -69,305 \text{ KN.m}$  ;  $M_{ay} = -65,425 \text{ KN.m}$**

**VI.2.3.2 Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,4) m^2$

- **Calcul de Amin :**

$$\epsilon \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{x^{\min}} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_{y^{\min}} = \rho_0 * b * e \end{array} \right.$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  (Pour des aciers Fe E400)

$$A_{x^{\min}} = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,96)}{2} \times 100 \times 40 = 3,264 \text{ cm}^2$$

$$A_{y^{\min}} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 2,8 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures :**

Pour les deux sens :  $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.1 : Ferrailage du radier**

	Sens	Mu KN.m	ACal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	AChoisit (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	Selon x	138,2865	11,9	3,26	8HA20=25,13	10
	Selon y	125,73	10,7	2,8	8HA20=25,13	10
Appuis	Selon x-y	81,345	6,8	2,8	8HA16=16,08	10

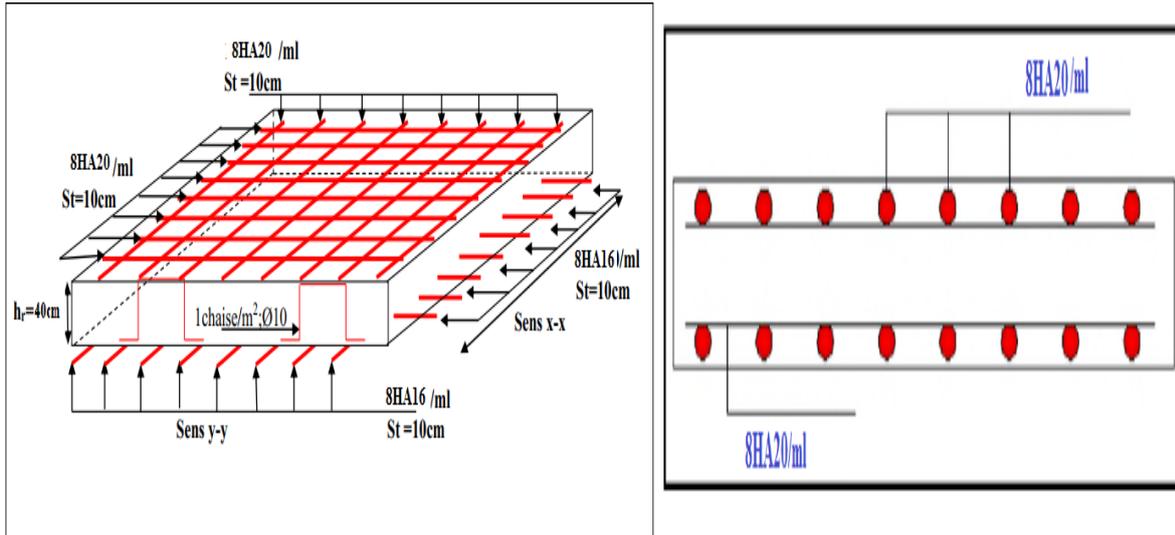
**L'ELS**

- **Vérification des contraintes du béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab. VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier**

	Sens	Mser KN.m	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ MPa	Observation
Travée	Selon x	117,81	6,40	15	164,419	201,63	Vérifiée
	Selon y	110,57	6,05	15	155,52	201,63	Vérifiée
Appuis	Selon x-y	69,305	4,43	15	148,9448	201,63	Vérifiée



. Fig VI.3 Schéma de ferrailage de radier

Coupe A-A Travée

**VI.3. Les nervures**

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

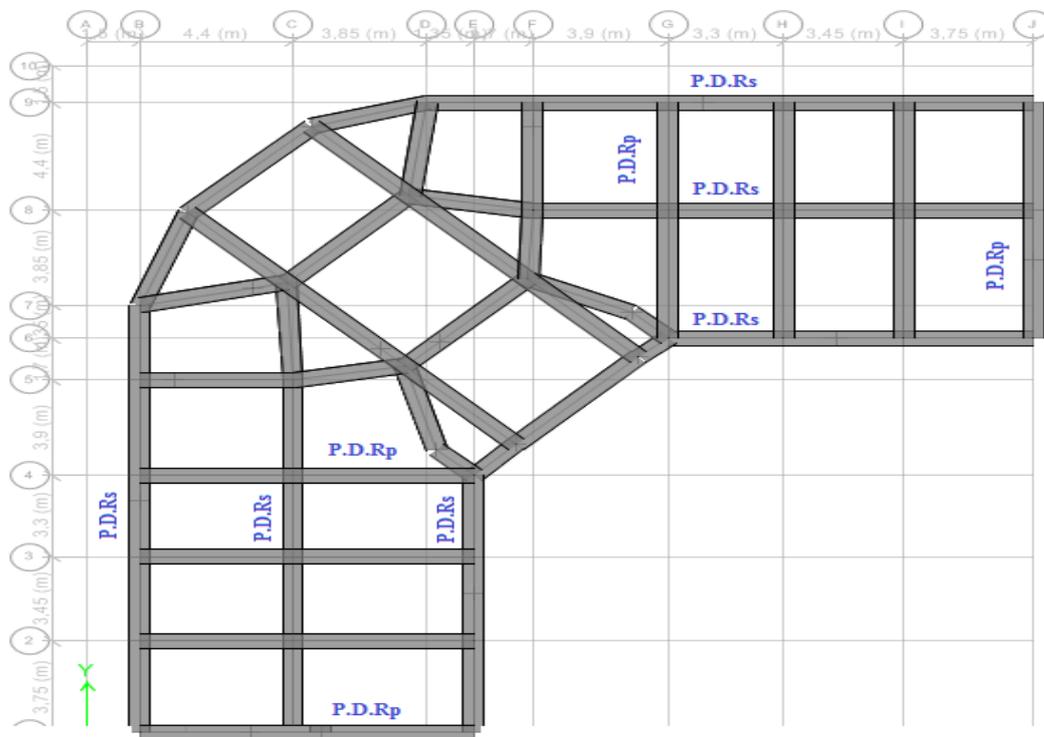


Fig VI.4 Schéma de disposition des nervures

Tab. VI.3. : Ferrailage de nervure sens XX

Localisation	Moment (KN.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Adopter (cm <sup>2</sup> )
Travée	292,99	10,83	25,5	5HA16 +5HA20+2HA16
Appuis	600,795	22,83	25,5	5HA16+7HA20

- **Les espacements retenus:**

Selon le BAEL91 :  $St \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée  $St \leq \min(h/4, 12 L) = 16,8\text{cm}$

En dehors de la zone nodale  $St \leq h/2 = 40\text{cm}$

Les espacements retenues :

En zone nodale et en travée  $St = 15\text{cm}$

En dehors de la zone nodale  $St = 20\text{cm}$

- **. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{693,225}{60 \times 80} = 1,44 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$$

- **Vérification des contraintes**

Tab. VI.4.:Vérification des contraintes

	Sens	Mser KN.m	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Observation
Travée	Selon x	195,299	3,30	15	92,74	201,63	Vérifiée
Appuis	Selon x-y	400,53	6,61	15	177,46	201,63	Vérifiée

**Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses Donc :

$$A_p = 0.8 \times 3 = 2.4 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup>/face.

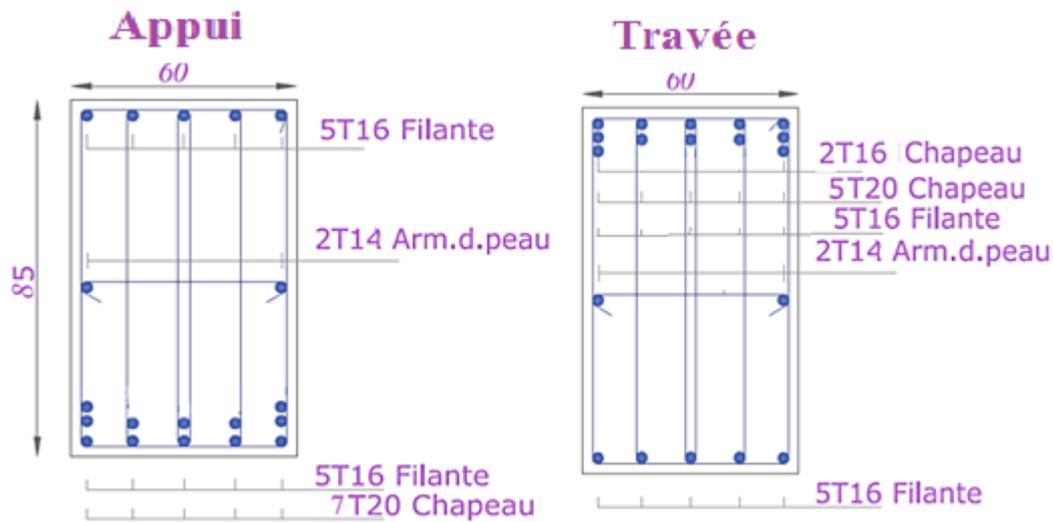


Fig VI.5 Schéma de ferrailage des nervures

#### VI.4 Dimensionnement du mur de soutènement :

##### VI.4.1 Introduction

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques ainsi que ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées, notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture de mur avec la prise en compte de coefficient de sécurité.

La conception des murs de soutènement en béton armé est différente de celle des murs gravitaires, les terres sont retenues par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai, cette dernière supporte le poids des terres dont le rôle de stabilisateur est évident.

### VI.4.1 Le pré-dimensionnement:

### VI.4.2 Dispositifs de drainage et d'évacuation des eaux

Dans les exemples précédents de calcul, nous avons supposé que le mur servait seulement de soutènement aux terres bien qu'un tel ouvrage constitue parfois un véritable barrage aux eaux d'infiltration et à la nappe phréatique. La raison pour laquelle la présence d'eau n'est pas prise en compte tient du fait qu'il est plus économique de mettre en œuvre des moyens efficaces d'évacuation des eaux que de vouloir résister à la poussée hydrostatique. Si aucun dispositif de drainage n'est prévu pour annuler cette poussée, les dimensions de l'ouvrage deviennent alors importantes.

Dans tous les cas, un mur de soutènement doit être muni de dispositifs de drainage et d'un système d'évacuation des eaux susceptibles de s'accumuler derrière le voile. Ces dispositifs peuvent différer selon la qualité du remblai mis en place derrière le mur. Les remblais argileux doivent absolument être proscrits. Quelques exemples de solutions courantes.

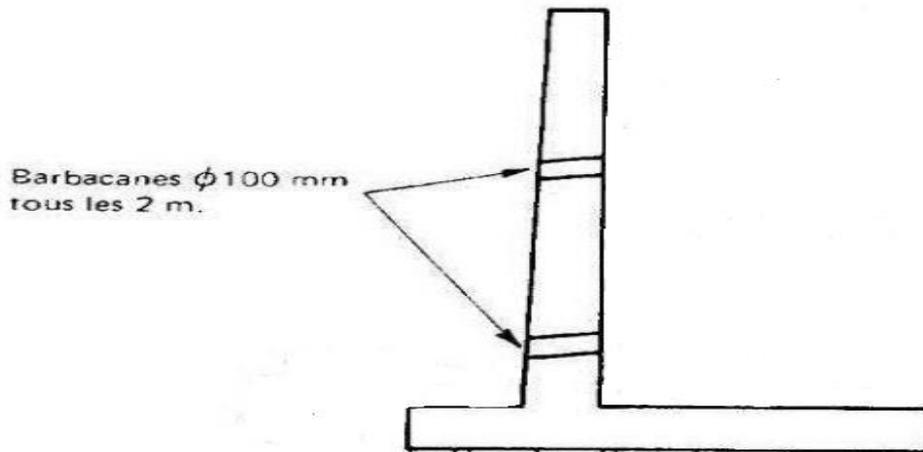


Fig VI.7 : Dispositifs de drainage

Le calcul complet d'un mur de soutènement est un travail assez délicat, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs long set itératifs.

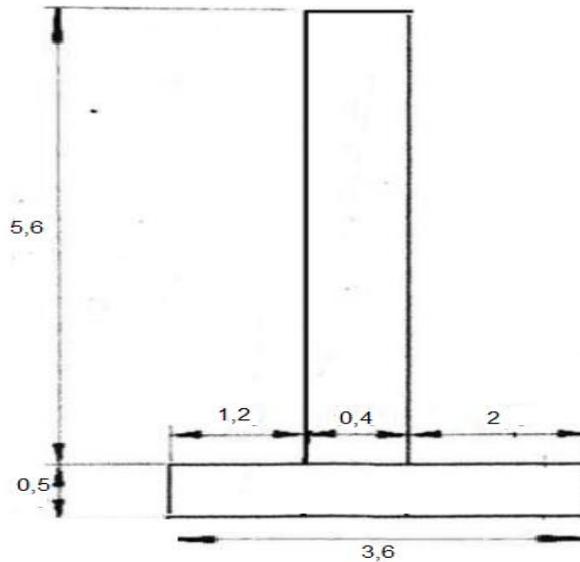
Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Le pré-dimensionnement est dans le tableau suivant:

Tab VI.5 : Pré-dimensionnement du mur

Hauteur (m)	H/12 (m)	h/2 (m)	2h/3 (m)	d (m)	d/3 (m)
6,1	0,508	3,05	4,06	3,05	1,01
<b>Dimensionnement choisie</b>					
6,1	0,5	/	/	3,6	1,2

Les longueurs choisies sont représentées dans la figure ci-dessous:



VI.8:La coupe transversale

- **Calcul statique:**

Le calcul statique du mur consiste à vérifier la stabilité du mur aux différents types d'instabilité pour le cas de la poussée des terres au repos.

Le calcul se fait pour notre mur de 6,1 mètres de hauteur:

**Données:**

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

**Sol D'assise:**

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**Remblai:**

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\omega = 30^\circ$$

$$C = 0 \text{ KPa}$$

Les données proviennent du rapport géotechnique avec un choix d'un remblai de caractéristiques bien définie.

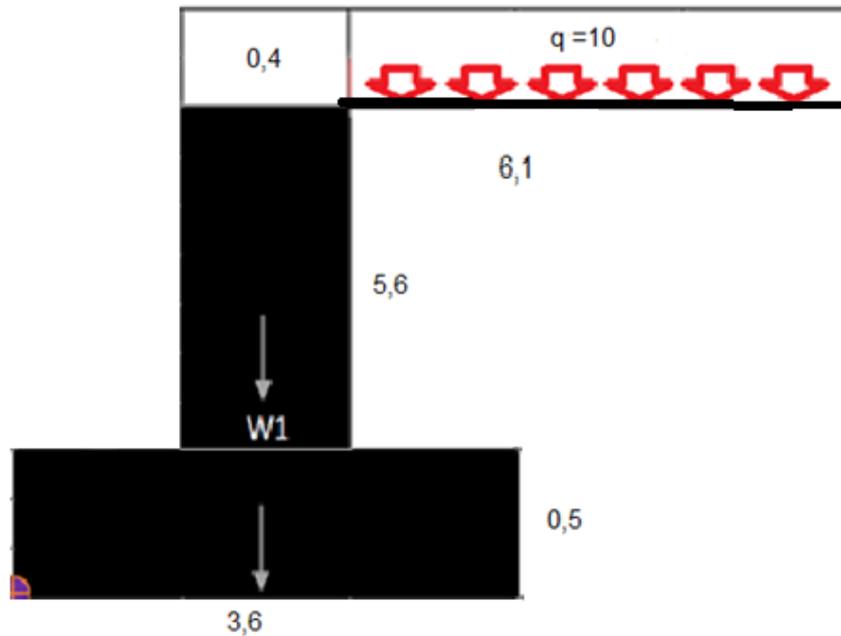


Fig VI.9 Le schéma de mur de 6,1 mètre de hauteur

Détermination du poids de murs (WT):

- Le poids total de mur de 6,1 m:  $WT = W_1 + W_2 = 56 + 45 = 101$  KN/ml
- Le poids de voile:  $W_1 = 5,6 \times 0,4 \times 1 \times 25 = 56$  KN/ml
- Le poids de la semelle:  $W_2 = 3,6 \times 0,5 \times 1 \times 25 = 45$  KN/ml

Le coefficient de poussée :  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0,333$

$$K_a = 0,333$$

Calcul de contraintes ( $\sigma$ ):

- Calcul des contraintes verticales:

$$\sigma_{v1} = \gamma \times h = 20 \times 5,6 = 112 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{v2} = \gamma \times h = 20 \times 0,5 = 10 \text{ KPa}$$

- Calcul des contraintes horizontales:

$$\sigma_{h1} = q \times K_a = 10 \times 0,333 = 3,33 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{h2} = \sigma_{h1} + (\sigma_{v1} \times K_a) = 3,33 + (112 \times 0,333) = 40,62 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{h3} = \sigma_{h2} + (\sigma_{v2} \times K_a) = 40,62 + (10 \times 0,333) = 43,95 \text{ KPA}$$

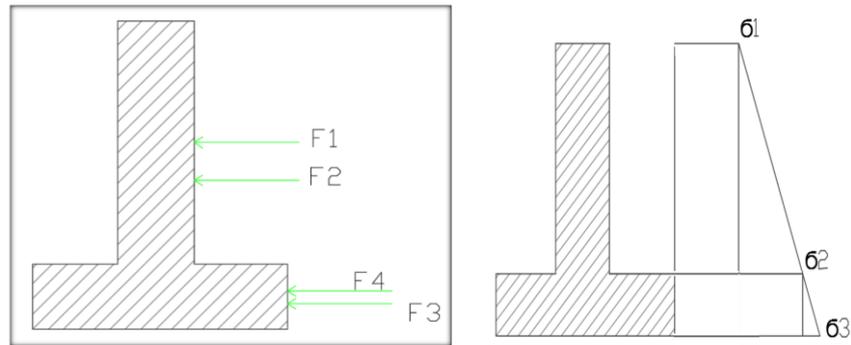


Fig VI.9 : Diagramme des contraintes et représentation des forces

**Calcul des forces (F) :**

La force de poussée est la surface du diagramme de contrainte.

- **Force de poussée:**

$$F1 = \sigma_1 \times h = 3,33 \times 5,6 = 18,65 \text{ KN}$$

$$F2 = \frac{(6h_2 - 6h_1)}{2} = \frac{(40,62 - 3,33) \times 5,6}{2} = 104,41 \text{ KN}$$

$$F3 = \frac{(6h_3 - 6h_2) \times h}{2} = \frac{(43,95 - 40,62) \times 0,5}{2} = 0,83 \text{ KN}$$

$$F4 = (\sigma_2 - \sigma_1) \times h = (40,62 - 3,33) \times 0,5 = 18,64 \text{ KN}$$

Le tableau suivant représente tous les résultats de calcul manuel:

- Poids Total.
- Les contraintes.
- Les forces agissantes.
- Points d'applications.

Tab VI.6 : Récapitulatif des contraintes et des forces sur les murs

Hauteur de Mur (m)	Poids de Rideau W1 (KN)	Poids de la semelle W2 (KN)	Poids Total de Mur WT (KN)	Contraintes de Poussées (KPA)	Forces Poussées (KN)	Point d'application (m)
6,1	56	45	101	$\sigma_1 = 3,33$ $\sigma_2 = 40,62$ $\sigma_3 = 43,95$	F1 = 18,65 F2 = 104,41 F3 = 0,83 F4 = 18,64	X1 = 3,3 X2 = 2,37 X3 = 0,17 X4 = 0,25

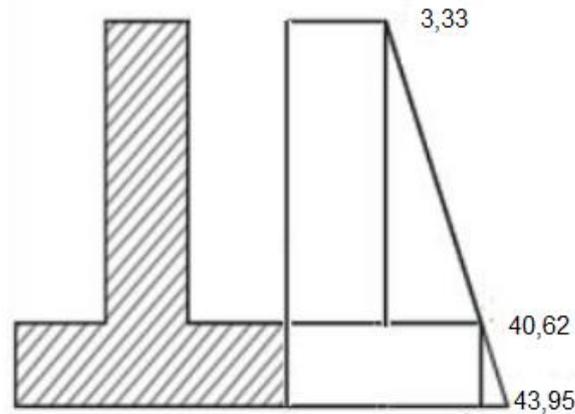


Fig VI.10 : Présentation du diagramme des contraintes:  $\sigma_{h1}$  ,  $\sigma_{h2}$  ,  $\sigma_{h3}$

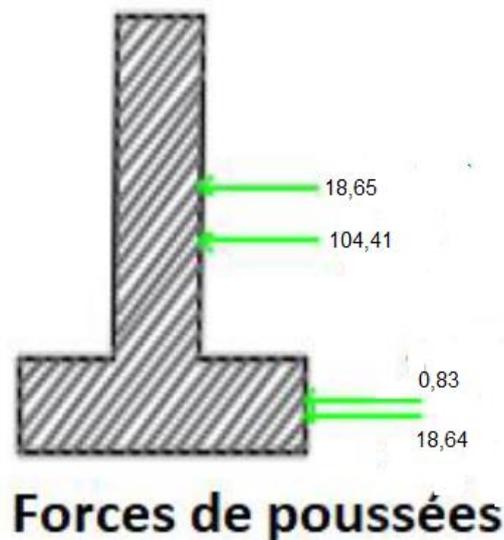


Fig VI.11 : Répartition des forces de poussées F1, F2, F3, F4

### Vérification de la Stabilité:

- **Vérification de la stabilité au glissement:**

Données:

Les forces stabilisantes:  $R_v = \sum F_v = WT + S + R = 345 \text{ KN}$

- ✓ Poids total:  $WT = 101 \text{ KN}$
- ✓ La surcharge sur le talon de la semelle:  $S = 10 \times 2 \times 1 \text{ ml} = 20 \text{ KN}$
- ✓ La charge du remblai sur le talon de la semelle:  $R = 20 \times 5,6 \times 2 \times 1 \text{ ml} = 224 \text{ KN}$

Les forces motrices:  $R_h = \sum F_h = 142,53 \text{ KN}$

- ✓  $F1 = 18,65 \text{ KN}$
- ✓  $F2 = 104,41 \text{ KN}$

- ✓  $F_3 = 0,83 \text{ KN}$
- ✓  $F_4 = 16,64 \text{ KN}$

$$\tan\varphi(30) = 0,58$$

$$F_s = \frac{345}{142,53} = 2,42 > 2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Vérification de la stabilité au renversement:**

Les moments renversants:

$$\begin{aligned} \text{MR} &= [18,65 \times ((5,6/2) + 0,5)] + [104,41 \times ((5,6/3) + 0,5)] + [0,83 \times (0,5/3)] + \\ &[18,64 \times (0,5/2)] = 282,48 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Les moments stabilisants:

$$\begin{aligned} \text{MS} &= [45 \times ((0,4/2) + 1,2)] + [56 \times (3,6/2)] + [10 \times (3,6 - (2/2))] + \\ &[(20 \times 5,6 \times 2 \times 1 \text{ml}) \times (3,6 - (2/2))] = 772,2 \text{KN.m} \end{aligned}$$

$$F_s = \frac{772,2}{282,42} = 2,73 > 1,5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Vérification de la stabilité au poinçonnement:**

$$\sum \text{Resul} = \sum M (\text{stabilisant}) - \sum M (\text{renversant}) = M_o$$

$$\text{Calcul de } M_o: M_o = 772,2 - 282,48 = 489,8 \text{KN.m}$$

$$\text{Calcul de } e_0: e_0 = \frac{489,98}{282,48} = 1,73 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } e_c: e_c = \frac{3,6}{2} - 1,73 = 0,07 \text{ m}$$

▪ **Répartition Trapézoïdal:  $0 < e < B/6$ :**

$$\sigma_{\max} = \frac{282,48}{3,6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,07}{3,6}\right) = 87,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{282,48}{3,6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,07}{3,6}\right) = 69,31 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{(3 \times 87,62) + 69,31}{4} = 83,04 < 200 \text{ KN/m}^2$$

Tab VI.7 : Résultat de stabilité des murs

Mur	Remblai	Vérification de Stabilité			
		Au glissement > 2	Au renversement > 1.5	Au poinçonnement < 180 KN	Condition de stabilité
6,1	30	2,42	2,73	83,04	Vérifier

- **Calcul du ferrailage:**

Ferrailage du mur en flexion simple:

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles.

$$A = 2 \text{ m} \quad C = 0,4 \text{ m} \quad B = 3,6 \text{ m} \quad Fe=400$$

$$\mu r = 0,391 \quad ; \quad \sigma_{st} = Fe/\gamma_s = 348 \text{ MPA} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

A : patin de la semelle

B : la largeur de la semelle

C : surface de liaison entre la semelle et le voile

Longueur de la console (D):

$$D = A+C/2 = 2 + 0,4/2 = 2,2 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times D}{B} = 87,62 - \frac{(87,62 - 69,31) \times 2,2}{3,6} = 76,43 \text{ KPa}$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_d) \times D}{2} = \frac{(87,62 - 76,43) \times 2,2}{2} = 12,31 \text{ KN}$$

Le bras de levier (d):

$$d = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max}) \times D}{(\sigma_d + \sigma_{max}) \times 3} = \frac{(76,43 + 175,24) \times 2,2}{(73,43 + 87,62) \times 3} = 1,15 \text{ m}$$

Le moment (M):

$$M = R \times d = 12,31 \times 1,15 = 14,16 \text{ KN.m}$$

Section du patin:

$$d' = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,01416}{1 \times (0,45)^2 \times 14,2} = 0,05$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,05)}) = 0,064$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,45 \times [1 - (0,4 \times 0,064)] = 0,44 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01416}{0,44 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,44 \times 2,1}{400} = 5,31 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 6 \text{ HA } 12$$

Ferraillage de répartition : 25%.  $A_s = 1,7 \text{ cm}^2$

$A_s$  : 6 HA 8 = 3,02 cm<sup>2</sup>

$\Rightarrow A_{min} > A_s$  donc on Adopte 6 HA 12 pour ferrailée la semelle.

Choix des Barres:

- Pour la nappe inférieure on prend: 6HA12/ml  $\Rightarrow$  espacement 20 cm.
- Pour la nappe supérieure le ferraillage doit être un ferraillage de répartition, mais vue que l'autre côté de la semelle va être tendue on prévoit la même nuance d'armature: 6HA12/ml  $\Rightarrow$  espacement 20 cm.

**Ferraillage du rideau:**

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle.

Calcul des forces de poussées pour 1 ml de largeur:

$$F1 = 18,65 \text{ KN}$$

$$F2 = 104,41 \text{ KN}$$

Point d'application de ces poussées:

$$X1 = \frac{H}{2} = \frac{5,6}{2} = 2,8 \text{ m}$$

$$X2 = \frac{H}{3} = \frac{5,6}{3} = 1,87 \text{ m}$$

Le moment utilisé dans le calcul de ferraillage M est calculé comme suit:

$$M = F1 \times X1 + F2 \times X2 = (18,65 \times 2,8) + (104,41 \times 1,87) = 247,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,27447}{1 \times (0,44)^2 \times 14,2} = 0,09$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,09)}) = 0,12$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,44 \times (1 - 0,4 \times 0,12) = 0,42 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,24747}{0,42 \times 348} = 16,90 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{HA16}$$

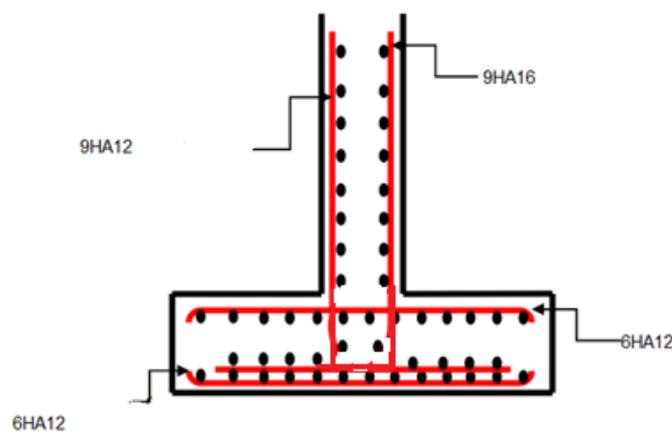
**Choix des Barres:**

Pour le coté intérieur on prend: 9HA16/ml  $\Rightarrow$  espacement 12cm. Armatures horizontales

Pour le coté extérieur on prend un ferrailage de répartition, puisque il va être comprimé on prend 9HA12  $\Rightarrow$  espacement 12 cm. Armatures horizontales

**Tab VI.8 :** Ferrailage de la semelle et du voile

Hauteur (m)	Ferrailage			
	Semelle		voile	
	Nappe supérieure	Nappe Inférieure	Avant	Arrière
6,1	6HA12/ml	6HA12/ml	9HA16/ml	9HA12/ml



**Fig VI.12** Ferrailages double armature du voile et la semelle

## *Conclusion*

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents domaines des génies de la construction, elle commence par l'exploitation des données géométriques (plan d'architecture), et des données géotechniques du site l'implantation de l'ouvrage et des détails concernant la géologie et la sismicité de la région, à cela s'ajoute la connaissance détaillée des matériaux utilisés dans la région et évidemment leur qualité.

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisés par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

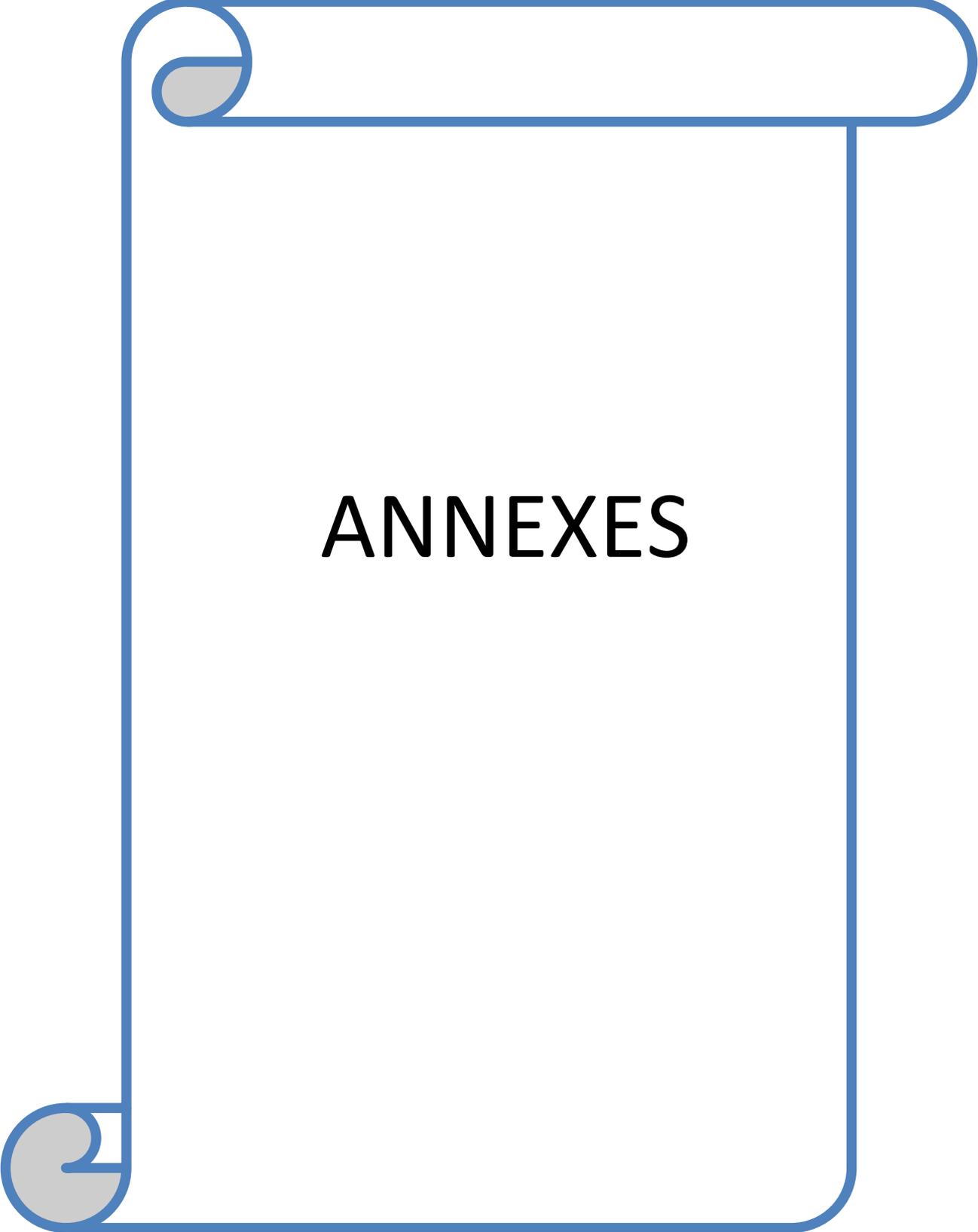
Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents techniques réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment. L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer d'une manière complète sans passer par une étude détaillée des différents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque élément.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition des voiles dans les deux sens (XX) et (YY), les vérifications de l'interaction verticale nous a donné que les voiles reprennent moins de 20% et les portiques reprennent plus de 80% de la charge verticale à chaque niveau et pour l'interaction horizontale les voiles et les portiques travaillent conjointement les voiles reprennent moins de 75% et les portiques plus de 25% de la charge horizontale dans les deux directions orthogonales.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 2.0 bars à une profondeur de 6.12 m. Le type de fondation opté est Radier Nervuré, qui va assurer la stabilité de notre structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions



# ANNEXES

## ***Bibliographie***

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

**+ Règles BAEL 91 modifiées 99.**

(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).

**+ Règles Parasismiques Algériennes.**

(Edition CGS RPA 99 / version 2003).

**+ DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.**

(Edition CGS Octobre 1988).

**+ DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.**

(Edition OPU 2005).

**+ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).**

(Edition CGS Décembre 1993).

**+ Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> année et Master 1 Génie Civil.**

**+ Anciens mémoires de fin d'étude.**

## ***Logiciels***

**+ ETABS V 2016**

**+ Auto CAD 2016. Auto Desk Inc. 2016**

## *Symboles Et Notations*

**A** : Aire d'une section d'acier.

**A'** : Section d'aciers comprimées.

**A<sub>ser</sub>** : Section d'aciers pour l'ELS.

**A<sub>u</sub>** : Section d'aciers pour l'ELU.

**A<sub>r</sub>** : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU** : Etat limite ultime.

**B** : Aire d'une section de béton.

**D** : Diamètre.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**E<sub>h</sub>** : Module de déformation longitudinal du béton.

**E<sub>j</sub>** : Module d'élasticité instantanée.

**E<sub>s</sub>** : Module de d'élasticité de l'acier.

**F** : Force ou action générale.

**G** : Action permanente.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service.

**N** : Effort normal.

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal en service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal de service.

**V** : Effort tranchant.

**P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

**Q** : Action ou charge variable.

**S** : Section.

**Br** : Section réduite.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appui.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**a** : Une dimension transversale.

**b** : Une dimension longitudinale.

**b<sub>0</sub>** : Épaisseur brute de l'arme d'une section.

**d**: Hauteur utile.

**e**: Excentricité, épaisseur.

**f**: Flèche.

**f<sub>e</sub>**: Limite d'élasticité de l'acier.

**F<sub>cj</sub>**: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

**F<sub>tj</sub>**: Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jours.

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>**: Résistance calculée à 28 jours.

**h<sub>0</sub>**: Epaisseur d'une membrure de béton.

**h**: Hauteur totale d'une section de béton armé.

**i**: Rayon de giration d'une section.

**j**: Nombre de jours.

**k**: Coefficient en général

**l**: Longueur ou portée

**l<sub>f</sub>**: Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub>**: Longueur de scellement.

**s<sub>t</sub>**: Espacement des armatures.

**x**: Coordonnée en général.

**y**: Coordonnée.

**z**: Coordonnée d'altitude, bras de levier.

**α**: Angle en général, coefficient.

**γ**: Coefficient

**ε**: Déformation relative.

**θ**: Coefficient.

**λ**: Élanement.

**μ**: Coefficient.

**ν**: Coefficient de poisson.

**ρ**: Rapport de deux dimensions.

**σ**: Contrainte normale.

**σ<sub>b</sub>**: Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>**: Contrainte de compression dans l'acier.

**σ<sub>i</sub>**: Contrainte de traction.

**τ**: Contrainte tangente



## ANNEXE 1

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE 2

Valeurs de  $MI$  ( $M2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/x$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$V/y$											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M2$  ; il suffit de permuter  $U$  et  $V$

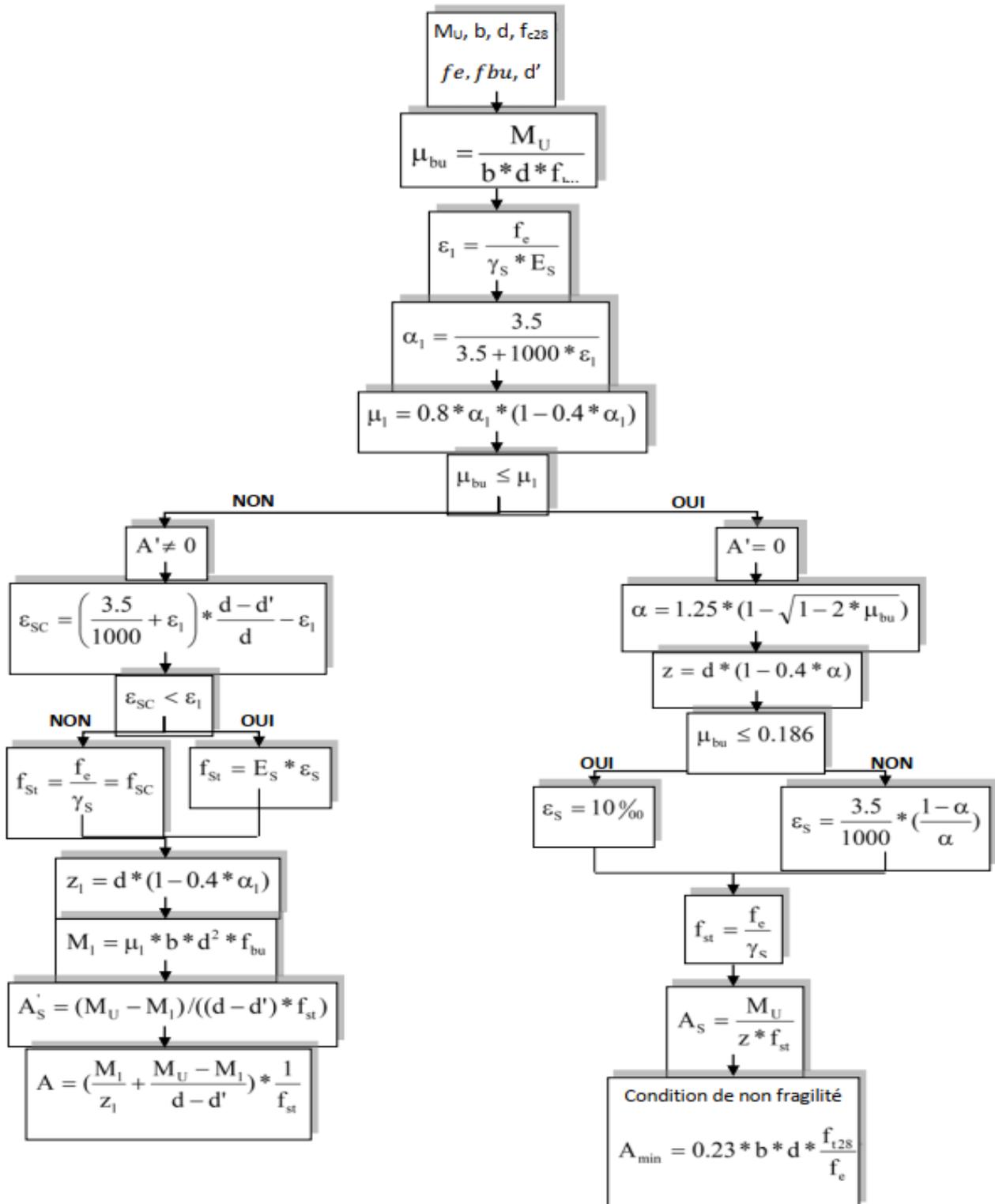
### ANNEXE 3

#### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## ANNEXE 4



**Flexion simple : Section rectangulaire Calcul à 'ELU**

