

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة 1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL



OPTION : MATERIAUX

**Thème**

Etude d'un bâtiment R+8+Sous-sol à usage  
d'habitation en béton armé contreventé par  
portiques et voiles

**Réalisé par :**

-Hammouda Adem  
-Allag ahmed yacine

**Encadré par :**

-Mme HALFAYA F.ZOHRA

PROMOTION : 2020-2021

## ***Remerciements***

*Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le Courage et la volonté pour terminer ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement notre promotrice Mme HALFAYAF.ZOHRA pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Nous souhaitons également remercier Mr pour leur aide durant le travail de notre mémoire.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en Génie Civil.*

*Enfin, nous adressons aussi nos sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à notre formation depuis les Premières lettres de l'alphabet.*

*C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :*

*A mes très chers parents les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être, que dieu me les gardes et les protège*

*A mes frères et ma sœur A toute la famille.*

*A mon binôme Allag Ahmed Yacine et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

*A mes Amis : Mohamed, Hocine, Aymen, Adel, Kenza, Chahinez*

*A mes Amis de l'université : bachir, Abdellah, Ilyes, Alilou, Anes ,nadjib.*

*Enfin je le dédie à tous que je n'ai pas cités et à tous ceux qui me connaissent.*

*Merci à tous.*

*H. Adem*

*C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :*

*A mes très chers parents les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être, que dieu me les gardes et les protège*

*A mes frères et ma sœur A toute la famille.*

*A mon binôme Hammouda Adem et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

*A mes Amis : Oussama .chihab,mahmoud,abdou,mohamed*

*A mes Amis de l'université : bachir, Abdellah,adel,nadjib.*

*Enfin je le dédie à tous que je n'ai pas cités et à tous ceux qui me connaissent.*

*Merci à tous.*

**A.AHMED YACINE**

## ملخص

هذه المذكرة تهدف إلى قياس أبعاد العناصر المقاومة لبناء مؤلف من (8) طوابق بالإضافة إلى الطابق تحت الارض. هذا المشروع متواجد في أولاد يعيش ولاية البليدة و المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل **RPA99 ver2003** .

حساب الأبعاد الأولية لمقاطع العناصر الأساسية كان وفقا لقوانين ( **BAEL91 Modifié 99** ), ( **RPA99 ver2003** ).  
تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج التحليل " **SAP2000 structural analysis program** " ( **V14.2.2** ).

تمّ تسليح الروافد و الأعمدة باستعمال برنامج ( **SOCOTEC** ) ، و تمت الفحوصات و المراجعة بنفس البرنامج.  
تمّ دراسة الجدران الخرسانية بواسطة طريقة القيود .

و بخصوص الأساس، فضلنا تقنية اللبشة و التي تم حسابها بالطريقة الكلاسيكية.

## كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة ,العناصر المقاومة .

## Résumé

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un bâtiment en R+8 implanté dans Ouled yaiche la wilaya de Blida qui est classée en zone sismique III selon le **RPA99 version 2003**.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs à été fait conformément au **BAEL91 Modifié 99, RPA99 ver2003**.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse «structural analysis program » **SAP2000 V14.2.2**

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel **SOCOTEC**, les vérifications ont été menées par le même logiciel.

Les voiles ont été étudiés par la méthode des contraintes.

Pour la fondation on a opté pour un radier qui a été calculé par la méthode classique.

## Mots clés

Béton armé, Elements structuraux

## Abstract

This thesis is studing in 8 levels+ground floor located in ouled yaiche in blida town which is classified in the third seismic area according to **RPA99 modified on 2003**.

The load-bearing elements are pre-sized in accordance with the regulations **BAEL91 modified on 99, RPA99 modified on 2003** .

Dynamic analysis of the structure was performed using the analysis software "structural analysis program" **SAP2000 V14.2.2**.

The pillars and beams reinforcement has been done with **SOCOTEC**, checks were carried out by the same program.

The shear walls were studied by the method of the constraints.

For the foundation, we decided to use slab foundation which was calculated by the conventional method.

### **Keyterms**

Reinforced concrete, structural Elements

# Sommaire

Remercîments	
Dédicace	
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	

Introduction générale

## Chapitre I: présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction .....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.2. 1.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
I.3.Classification selon le [1] .....	1
I.4. Structure porteuse .....	1
I.4.1. Ossature .....	1
I.4.2. Les Planchers .....	1
I.4.3. Les Poteaux .....	2
I.4.4.Les Poutres .....	2
I.4.5. L'Acrotère .....	2
I.4.6. Les Escaliers .....	2
I.4.7. Ascenseurs .....	2
I.4.8. Maçonnerie .....	2
I.4.9.Terrasse .....	2
I.4.10. Revêtement .....	2
I.4.11. caractéristiques du sol .....	2
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
I.5.1. le Béton .....	3
I.5.2. Aciers .....	5
I.6. Hypothèses de calcul .....	7

## Chapitre II: Pré dimensionnement

II.1.Introduction .....	8
-------------------------	---

II.2. pré dimensionnement du Planchers.....	8
II.2.1. Planchers à corps creux .....	8
II.2.2. Dalle pleine (balcon) .....	9
II.3.Evaluation des charges et surcharges .....	10
II.3.1. Maçonnerie .....	10
II.3.2. Plancher en corps creux (16+5).....	11
II.3.3 l'acrotère.....	12
II.3.4.Plancher Dalle Pleine (balcon) .....	13
II.4. Pré dimensionnement des éléments résistants.....	14
II.4.1. pré dimensionnement des poutres .....	14
II.5. pré dimensionnement des poteaux .....	15
II.5.1. Calcul des poteaux.....	18
II.6.Pré-dimensionnement des voiles .....	25

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

III.1. Introduction.....	27
III.2 Acrotère .....	27
III.2.1 Calcul des charges sollicitant l'acrotère.....	27
III.2.2 Détermination des efforts.....	28
III.2.3 Ferrailage de la section de l'acrotère .....	29
III.2.4 Vérification .....	30
III.2.4.1 Vérification à L'E.L.S .....	30
III.2.5. Vérification des contraintes.....	31
III.2.5.1 Contrainte de béton.....	31
III .2.5.2 Contraintes de l'acier .....	32
III.2.6 Vérification de l'effort tranchant .....	32
III.3 Etude des planchers.....	33
III.3.1 Plancher en corps creux.....	33
III.3.1.1 Dimension de la poutrelle .....	33
III.3.1.2 Méthodes Calcul des moments .....	33
III.3.1.3Effort tranchant .....	34
III.3.3 Calcul des poutrelles .....	35
III.3.3 Etude de la dalle de compression .....	51
III.3.3.1 Ferrailage de la dalle de compression :.....	51
III.4 ESCALIER .....	52



III.4.1	Définition d'un élément d'escalier .....	52
III.4.2	Calcul des escaliers .....	53
III.4.3	Evaluation des charges .....	54
III.4.3.1	Palier .....	54
III.4.3.2	Paillasse .....	54
III.4.3.4	Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant.....	55
III.4.5	Ferraillage de l'escalier .....	56
III.5	Les balcons .....	61
III.5.1	Calcul des charges sollicitant le balcon .....	61
III.5.1.2	Charges permanentes et surcharges d'exploitation .....	61
III.5.2	Vérifications.....	63
III.5.2.1	Condition de non fragilité .....	63
III.5.3.2	Vérification de l'effort tranchant .....	63
III.5.3.4	Vérification vis-à-vis de l'ELS .....	64
III.5.3.5	Vérification de la flèche .....	64
	<b>Chapitre IV : Etude dynamique et sismique</b>	
IV.1.	INTRODUCTION .....	66
IV.2.1	Objetif de l Etude Sismique .....	66
IV.2.2	Modelesation de La Structure Etudier.....	66
IV.2.3	Choix de La Methode de Calcule .....	66
IV.2.3.1	La méthode statique équivalente .....	66
IV.3.2.	La méthode dynamique modale spectrale [1] (Art 4.3) .....	67
IV3.	Caractéristiques dynamiques propres du model Initial.....	71
IV.4.	Caractéristiques dynamique propres du 2 <sup>ème</sup> Modèle .....	73
IV.5.	Caractéristiques dynamique propres du 3 <sup>ème</sup> Modèle .....	74
IV.6.	Caractéristiques dynamique propres du Modèle Finale.....	77
IV.7.	Conclusion.....	78
	<b>Chapitre V: Ferraillages des éléments résistants</b>	
V.1.	Introduction.....	79
V.2.	Ferraillage des poteaux .....	79
V.2.1	Combinaisons d'actions .....	79
V.2.1.1	Combinaisons Situation durable [3].....	79
V.2.1.2.	Combinaisons Situation accidentelle [1] .....	79
V.2.2.	Recommandations .....	80

V.2.3 Résultats des efforts et ferrailage des poteaux .....	80
V.2.3.1 Pourcentage d'armatures minimales selon [1] et [2] .....	81
V.2.3.2 Choix d'armatures.....	82
V.2.4 Vérifications vis-à-vis de l'ELS [2] .....	82
V.2.5 Vérification de l'effort tranchant [1], [2] .....	83
V.2.6 Longueur de recouvrement.....	86
V.2.7. Ferrailage des poteaux du sous-sol .....	86
V.2.7.1 Calcul de l'effort normal pondéré.....	86
V.2.7.2 Calcul du ferrailage.....	87
V.3 Ferrailage des poutres .....	88
V.3.1 Les combinaisons de Charges .....	88
V.3.2 Recommandations des règlements .....	89
V3.3 Calcul du ferrailage.....	89
V3.4 Condition non Fragilité .....	90
V.3.5 Vérification vis-à-vis de l'ELS .....	90
V.3.6. Calcul des Armateurs Transversales .....	91
V.3.7. Vérification de la flèche .....	92
V.4. Ferrailage des voiles .....	94
V.4.1. Ferrailage des trumeaux .....	94
V.4.1.2. Effort de Compression en ELU .....	97
V.4.1.2.1 Niveaux de vérification.....	98
V.1.2.3. Cisaillement .....	99
V.4.1.3. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires.....	99
V.4.1.4. Modèles étudiés.....	104

## **Chapitre VI: Etude des fondations**

VI.1. Introduction .....	111
VI .2 Choix du type de fondations.....	111
VI.3. Calcul des fondations.....	111
VI.3.1. Semelles filantes .....	112
VI.3.2. Radier nervuré.....	113
VI.3.2.1 Surface nécessaire .....	113
VI.3.2.2. Pré-dimensionnement du radier nervuré.....	114
VI.3.2.2.1. Dalle du radier.....	114
VI.3.2.2.2 Nervure .....	115

VI.3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier .....	117
VI.3.2.4. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement .....	117
VI.3.2.5 Calcul des contraintes .....	118
VI.3.2.5.1 Sollicitation du premier genre .....	118
VI.3.2.5.2 Sollicitation du second genre .....	118
VI.3.2.6 Détermination des sollicitations les plus défavorables .....	120
VI.3.3 Ferrailage de la dalle du radier .....	120
VI.3.3 .1 Détermination des efforts .....	120
VI.3.3 .2 Calcul du ferrailage .....	121
VI.3.3 .3 Vérifications nécessaires .....	122
VI.3.4. Ferrailage des nervures .....	124
VI.3.4.1 Calcul des efforts .....	124
VI.3.4.2 Calcul des armatures .....	124
VI.3.4.3. Vérifications nécessaires .....	124
VI.3.4.4. Ferrailage Transversale .....	126
VI.3.4.5. Armature de peau .....	127
VI.3.5.. Ferrailage du Débord .....	128
VI.3.5.1 Calcul de ferrailage .....	128
VI.3.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS .....	129
VI.4. Etude du voile périphérique .....	129
VI.4.1. Pré-dimensionnement .....	129
VI.4.2. Evaluation des charges .....	129
VI.4 .3 . Effort dans la Dalle .....	131
VI.4 .4 Calcul du Ferrailage .....	131
VI.4 .5 Vérifications .....	132
VI.4 .5.1. Vérification de l'effort tranchant .....	132
VI.4 .5.2. Vérification à l'ELS .....	132
VI.4 .5.2.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS .....	132
VI.4 .5.2.2 Vérification des contraintes .....	133
VI.4 .5.2.3 Vérification de la flèche .....	133
VI.5. Conclusion .....	135

## Liste des figures

### Chapitre I: présentation de l'ouvrage

Fig. I.1: Diagramme contrainte-déformation du béton .....	5
Fig. 1.2 :diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.....	5
Fig. I.3:Diagramme contrainte-déformation de l'acier a L'ELU .....	6

### Chapitre II: Pré dimensionnement

Fig. II.1.Plancher à corps creux avec une dalle de compression.....	9
Fig. II.2. Mur simple et double cloison.....	10
Fig. II.3. Composants d'un plancher terrasse.....	11
Fig. II.4 Dimensions de l'acrotère .....	12
Fig. II.5. Composants d'un plancher courant.....	12
Fig. II.6.Composants de la dalle pleine de la terrasse.....	13
Fig. II.7. Composants de la dalle d'étage .....	14
Fig. II.8. Surface reprise par le poteau centrale.....	19
Fig. II.9 : Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.....	22
Fig. II.10 : Représentation de la surface reprise par le poteau d angle .....	23
Fig. II.11. : Schéma du voile.....	25

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Fig.III.1: Dimensions de l'acrotère .....	27
Fig.III.2: Sollicitation de l'acrotère .....	28
Fig.III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	29
Fig. III.4: Distance de l'axe neutre.....	29
Fig. III.5 : ferrailage de l'acrotère .....	32
Fig III.6 : Coupe transversale de la poutrelle.....	35
Fig. III.7 : Dimensions des poutrelles.....	36
Fig .III.8: poutrelle à 4 travées.....	39
Fig .III.9: poutrelle à 4 travées.....	40
Fig. III.10: poutrelle à 2 travées.....	41
Fig.III.11 : poutrelle à 4 travées.....	42
FigIII.12: poutrelle à 4 travées .....	43
Fig.III.13: poutrelle à 2 travées.....	44

<b>Fig III.14:</b> Ferrailage des poutrelles. ....	50
<b>Fig.III.15:</b> Disposition constructive des armatures de la table de compression .....	51
<b>Fig.III.16:</b> Types des escaliers .....	52
<b>Fig.III.17:</b> Les éléments de l'escalier .....	52
<b>Fig III.18 :</b> Vue en plan de l'escalier à 2 volées .....	53
<b>Fig.III.19 :</b> Schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> volée .....	55
<b>Fig.III.20 :</b> Ferrailage de l'escalier. ....	60
<b>Fig.III. 21:</b> Dimension du balcon.....	61
<b>Fig III.22:</b> Diagrammes des efforts internes .....	62
<b>Fig III.23 :</b> ferrailage de balcon .....	65
 <b>Chapitre IV : Etude dynamique et sismique</b>	
<b>Fig .IV.1 :</b> Spectre de réponse. ....	67
<b>Fig.IV.2.:</b> Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile	69
<b>Fig .IV.3:</b> La structure modélisée avec logiciel SAP2000 (model initiale). ....	70
<b>Fig.IV.4 :</b> Vue en plan du modèle initiale .....	70
<b>Fig .IV.5. :</b> La structure modélisée avec logiciel SAP2000 (model 2). ....	72
<b>Fig .IV.6 :</b> Vue en plan du 2emme modèle. ....	73
<b>Fig.IV.7.:</b> La structure modélisée avec logiciel SAP2000 (model 3). ....	74
<b>Fig .IV.8 :</b> Vue en plan du 3emme modèle. ....	74
<b>Fig .IV.8 :</b> Vue en plan du modèle finale .....	76
 <b>Chapitre V: Ferrailages des éléments résistants</b>	
<b>Fig V. 1 :</b> Ferrailage des poteau .....	88
<b>Fig.V. 2 :</b> Arrêt des barres .....	92
<b>Fig V. 3 :</b> Ferrailage des poutre secondaire usage habitation.....	93
<b>Fig V. 4 :</b> Ferrailage des poutre secondaire terrasse.....	93
<b>Fig V. 5 :</b> Ferrailage des poutre principale usage habitation.....	93
<b>Fig V. 6 :</b> Ferrailage des poutre principale usage terrasse.....	94
<b>Fig.V.7:</b> Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	94
<b>Fig.V.8:</b> Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage .....	95
<b>Fig.V.9 :</b> Définition de l'élément mur. ....	96
<b>Fig. V.10 :</b> Mur encastré.....	96
<b>Fig .V.11:</b> Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile. ....	98
<b>Fig.V.12 :</b> Coupure d'une section du voile .....	100

<b>Fig.V.13</b> : Section rectangulaire entièrement comprimé.....	100
<b>Fig .V.14:</b> Section rectangulaire partiellement comprimée.....	101
<b>Fig.V.15</b> : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	102
<b>Fig.V.16</b> : Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	103
<b>Fig.V.17</b> : Disposition des voiles dans la structure .....	104
<b>Fig.V.18</b> : Section partiellement comprimée.....	105
<b>Fig V. 19</b> : Shéma de Ferrailage de voile V1,V2 RDC .....	110

## **Chapitre VI: Etude des fondations**

<b>Fig.VI.1:</b> Semelle filante.....	112
<b>Fig VI.2</b> : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	113
<b>Fig.VI.3:</b> Disposition de radier nervuré avec le débord. ....	114
<b>Fig.VI.4:</b> La charge verticale et l'effort tranchant. ....	117
<b>Fig.VI.5:</b> Panneau le plus sollicité. ....	120
<b>Fig.VI.6</b> : Ferrailage de la dalle du radier. ....	123
<b>Fig.VI.7:</b> Schéma de ferrailage des nervures X-X. ....	127
<b>Fig.VI.8:</b> Schéma de ferrailage des nervures Y-Y. ....	127
<b>Fig.VI.9</b> : Schéma statique des débords. ....	128
<b>Fig.VI.10</b> : Diagramme des Moments.....	128
<b>Fig.VI.11:</b> Ferrailage du voile périphérique sens z-z.....	130
<b>Fig.VI.12:</b> Ferrailage du voile périphérique sens y-y. ....	130
<b>Fig.VI.13:</b> Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.....	133
<b>Fig.VI.14:</b> Ferrailage du voile périphérique sens y-y. ....	134
<b>Fig.VI.15:</b> Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.....	134

# Liste des tableaux

## Chapitre I: présentation de l'ouvrage

Tabl.I .1. Types d'aciers utilisés et leurs nuances.....	5
--	---

## Chapitre II: Pré dimensionnement

Tab II.1. Charges permanentes des murs intérieurs.....	10
Tab II.2. Charges permanentes des murs extérieurs.....	10
Tabl.II.3. Charge permanente du plancher terrasse. ....	11
Tab II.4.Charge permanente du plancher courant.....	13
Tab II.5. Charge permanente terrasse accessible. ....	13
Tab II.6.Charge permanente due aux balcons d'étage. ....	14
Tab II.7.verification les condition de Pré dimensionnement des poutres .....	15
Tab II.8. Tableau de dégression des surcharges. ....	16
Tab .II. 9 : Calcul des charges du poteau central .....	20
Tableau II.10 : Choix final des poteaux centraux.....	20
Tab II.11.: Vérification de critère de résistance des poteaux centraux a ELU .....	21
Tab II.12. Vérification de critère de résistance des poteaux centraux ELS .....	21
Tableau. II .13 : Calcul des charges du poteau de rive .....	23
Tab II.14: Choix final des poteaux de rive .....	23
Tab II.15: Calcul des charges du poteau de angle .....	24
Tab II.16. : Choix final des poteaux d'angle.....	25

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tab III.1. :Méthode de CAQUOT.....	38
Tab.III.2 : Récapitulatif du calcul $M_{max}$ et l'effort tranchant.....	45
Tab.III.3 : Ferrailages longitudinaux des poutrelles. ....	46
Tab.III.4. Vérification de la contrainte de béton. ....	47
Tab.III.5 :Calcul de la flèche. ....	48
TablIII.6 : Les armatures transversales dans les poutrelles .....	50
Tab.III.7 : Récapitulation les résultats de combinaison des charges.....	55
Tab.III.8 : Calcul des sollicitations d'escalier étage courant .....	55
TabIII.9 : Ferrailage de l'escalier.....	56

<b>Tab III.10 :</b> Vérification à l'E.L.S.....	58
<b>Tab III.11 :</b> Vérification de la flèche de l'escalier .....	59
<b>Tab III.12:</b> Les combiansion des charges à ELU et ELS.....	62
<b>Tab III.13 :</b> Calcul des efforts internes.....	62
<b>Tab III.14 :</b> Ferrailage du Balcon.....	63
<b>Tab III.15 :</b> Vérification des contraintes.....	64

## **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique**

<b>Tab.IV.1 :</b> Facteur de QualitéQ.....	69
<b>Tab.IV.2 :</b> Coefficients pour le calcul de la force sismique totale.....	70
<b>Tab.IV.3. :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial .....	71
<b>Tab.IV.4 :</b> Résultantes des forces sismiques. ....	71
<b>Tab.IV.5. :</b> Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....	72
<b>Tab.IV.6 :</b> participation massique du 2 <sup>ème</sup> Modèle.....	73
<b>Tab IV.7 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle 3.....	74
<b>Tab.IV.8 :</b> Résultantes des forces sismiques. ....	75
<b>Tab. IV.9 :</b> participation massique du 3 <sup>ème</sup> Modèle .....	75
<b>Tab.IV.10:</b> Vérification de l'effort normal réduit des poteaux .....	76
<b>Tab IV.11:</b> Coefficients pour le calcul de la force sismique totale.....	77
<b>Tab IV.12 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	77
<b>Tab IV.13 :</b> Résultantes des forces sismiques. ....	77
<b>Tab IV.14 :</b> Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	77
<b>Tab. IV.15 :</b> Vérification des déplacements inter étages du modèle final. ....	78

## **Chapitre V: Ferrailages des éléments résistants**

<b>Tab.V1:</b> Caractéristiques du béton et de l'acier.....	79
<b>Tab.V.2:</b> Efforts internes et section d'armature calculée par SOCOTEC.....	81
<b>TabV.3:</b> Pourcentages d'armatures minimales selon [1] et [2]. ....	82
<b>TabV.4:</b> Choix d'armatures des poteaux. ....	82
<b>Tab.V.5:</b> Vérifications des contraintes des poteaux avec <i>Nsermax et Msercorr</i> .....	83
<b>Tab.V.6:</b> Vérifications des contraintes des poteaux avec <i>Msermax et Nsercorr</i> .....	83
<b>Tab.V.7:</b> Vérification de la contrainte de cisaillement.....	84
<b>Tab.V.8:</b> Espacements et choix d'armatures transversales des poteaux. ....	85
<b>Tab.V.9:</b> Ferrailage des poteaux du sous-sol. ....	87



<b>Tab.IV.10</b> : Efforts internes et section d'armature des poutres .....	90
<b>Tableau.V.11</b> : Vérification de la condition de non fragilité. ....	90
<b>Tableau .V12</b> : Vérification des poutres principales à l'ELS .....	91
<b>Tab.V.13</b> : Calcul des armatures transversales.....	91
<b>Tab. V.14</b> : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	92
<b>Tab.V.15</b> : Valeurs de $(l_f/l)$ .....	96
<b>Tab.V.16</b> : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .....	98
<b>Tab. V.17</b> : Aciers verticaux et horizontaux.....	99
<b>Tab .V.18</b> : Aciers transversaux.....	99
<b>Tab .V.19</b> : Aciers supplémentaires.....	102
<b>Tab .V.20</b> : Calcul de $\sigma_{ba}$ pour l'exemple $(V_{x1})$ et $(V_{x2})$ .....	105
<b>Tab.V.21</b> : Calcul des armatures verticales de l'exemple $(V_{x1})$ et $(V_{x2})$ .....	106
<b>Tab .V.22</b> : Calcul des armatures du voile $(V_{x1},V_{x2})$ .....	107
<b>Tab.V.23</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles $(V_{x1},V_{x2})$ .....	108
<b>Tab .V.24</b> : Calcul des aciers de couture des voiles $(V_{x1},V_{x2})$ .....	108
<b>Tab .V.25</b> : Calcul des armatures du voile $(V_{y1},V_{y2},V_{y3})$ .....	108
<b>Tab .V.26</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles $V_{y1}, V_{y2},V_{y3})$ .....	109
<b>Tab .V.27</b> : Calcul des aciers de couture des voiles $(V_{y1}, V_{y2},V_{y3})$ .....	109
<b>Tab .V.28</b> : Calcul des armatures du voile $(v_{y4},)$ .....	109
<b>Tab .V.29</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles $(V_{y4})$ .....	109
<b>Tab .V.30</b> : Calcul des aciers de couture des voiles $(V_{y4})$ .....	110

## **Chapitre VI: Etude des fondations:**

<b>Tab. VI.1</b> : Sections des semelles filantes.....	112
<b>Tab.VI.2</b> : Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	118
<b>Tab.VI.3</b> : Contraintes sous le radier à l'ELU. ....	119
<b>Tab.VI.4</b> : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	119
<b>Tab.VI.5</b> : Calcul des moments à l'ELU. ....	121
<b>Tab.VI.6</b> : Calcul des moments à l'ELS.....	121
<b>Tab.VI.7</b> : Ferrailage des panneaux du radier.....	122
<b>Tab.VI.8</b> : Vérification des contraintes du radier. ....	123
<b>Tab.VI.9</b> : Ferrailage des panneaux du radier finale. ....	123
<b>Tab.VI.10</b> : Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier. 123	

<b>Tab.VI.11:</b> Ferrailage des nervures. ....	124
<b>Tab.VI.12:</b> Ferrailage des nervures. ....	124
<b>Tab.VI.13:</b> Vérification de la condition non fragilité .....	125
<b>Tab.VI.14:</b> Vérification des contraintes des nervures. ....	125
<b>Tab.VI.15:</b> Redimensionnement des armatures des nervures.....	125
<b>Tab.VI.16:</b> Vérification des contraintes des nervures après augmentation des armatures. ....	125
<b>Tab.VI.17:</b> Ferrailage transversal et l'espacement. ....	126
<b>Tab.VI.18 :</b> Ferrailage de débordements. ....	128
<b>Tab.VI.19:</b> Vérifications des contraintes du débord.....	129
<b>Tab.VI.20 :</b> Ferrailage du voile périphérique.....	131
<b>Tab.VI.21:</b> Vérification des contraintes du voile périphériques. ....	133

# Liste des symboles

**H** : La hauteur.

**H<sub>ss</sub>**: Hauteur d'étage de sous-sol.

**H<sub>R</sub>**: La hauteur de rez-de-chaussée "RDC".

**H<sub>S</sub>**: Hauteur d'étage de service.

**H<sub>C</sub>**: Hauteur de l'étage courant.

**f<sub>c28</sub>**: contrainte caractéristique du béton à 28 jours .

**f<sub>cj</sub>**: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

**f<sub>t28</sub>**: Résistance du béton à la traction à 28 jours.

**f<sub>tj</sub>**: Résistance du béton à la traction.

**γ<sub>s</sub>**: Coefficient de sécurité.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ̄<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction d'acier.

**σ̄<sub>s</sub>** : Contrainte de traction admissible d'acier.

**f<sub>e</sub>**: contrainte limite élastique.

**ε**: Déformation (allongement) relative de l'acier.

**ΔL**: Raccourcissement d'acier.

**σ<sub>s</sub>**: Contrainte de l'acier .

**η**: Coefficient de fissuration.

**n**: Le coefficient d'équivalence.

**n**: nombre d'étages.

**E<sub>s</sub>**: Module de déformation de l'acier.

**E<sub>b</sub>**: Module de déformation de béton.

**ε<sub>s</sub>**: Allongement de l'acier le plus tendu.

**ε**: Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée.

**ε<sub>bc</sub>**: Raccourcissement de la fibre de béton à la distance **3h/7** de la fibre la plus comprimée.

**ELU**: Etat limite ultime.

**ELS**: Etat limite de service.

**L<sub>max</sub>**: La portée maximale.

**e**: L'épaisseur.

**RDC**: Rez-de-chaussée.

**ES**: Entre sol.

**G**: charge permanente.

**Q**: charge d'exploitation.

**E**: charge sismique.

**A<sub>S</sub>**: représente les armatures de la fibre inférieure.

**A<sub>S'</sub>**: représente les armatures de la fibre supérieure

**α**: coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

**λ**: élancement d'EULER

**$i$**  : rayon de giration.  
 **$l_f$**  : longueur de flambement.  
 **$I$**  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.  
 **$B$**  : surface de la section du béton.  
 **$S$**  : La surface transversale totale.  
 **$B_r$**  : section réduite d'un poteau. obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.  
 **$C_p$**  : Facteur de force horizontale.  
 **$W_p$**  : Poids de l'acrotère.  
 **$F_p$**  : L'action des forces horizontales.  
 **$C$**  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.  
 **$Y, Y_I$**  : Position de l'axe neutre.  
 **$h_t$**  : Hauteur du plancher .  
 **$h_0$**  : Hauteur du la dalle de compression.  
 **$L_x$**  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.  
 **$L_y$**  : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.  
 **$q_w$**  : charge répartie à gauche de l'appui considérée.  
 **$q_e$**  : charge répartie à droite de l'appui considérée.  
 **$T_w$**  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,  
 **$T_e$**  : effort tranchant à droite de l'appui considéré.  
 **$T_u$**  : Effort tranchant à ELU.  
 **$T_s$**  : Effort tranchant à ELS.  
 **$N_u$**  : effort normal ultime.  
 **$N_s$**  : effort normal service.  
 **$M_u$**  : Moment à l'ELU.  
 **$M_s$**  : Moment à l'ELS.  
 **$M_{appui}$**  : Moment en appuis  
 **$M_{travée}$**  : Moment en travée.  
 **$M_f$**  : le moment fictif.  
 **$M_0$**  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).  
 **$(M_w ; M_e)$**  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée  
 **$h$**  : Sa hauteur de marche.  
 **$L_p$**  : longueur de la paillasse.  
 **$\alpha$**  : Angle.  
 **$A_t$**  : Armature transversal, armature de torsion.  
 **$M_t$**  : Moment de torsion  
**DDL** : Degré de liberté.  
 **$\beta$**  : Coefficient de pondération.  
 **$g$**  : accélération de la pesanteur.  
 **$A$**  : coefficient d'accélération de zone.  
 **$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement.

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.  
**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.  
**Q** : Facteur de qualité.  
**D** : facteur d'amplification dynamique moyen .  
**C<sub>T</sub>** : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage  
**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
**h<sub>e</sub>** : représente la hauteur de l'étage  
**b** : Largeur de la section du poteau.  
**d** : Hauteur utile de la section du poteau.  
**h** : Hauteur totale de la section brute.  
**τ<sub>u</sub>** : Contrainte de cisaillement.  
**τ<sub>u</sub>** : Contrainte limite de cisaillement du béton.  
**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.  
**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.  
**F<sub>T</sub>** : force de traction.  
**e** : épaisseur du voile.  
**l<sub>m</sub>** : longueur de la section considérée (ici maille).  
**σ<sub>m</sub>** : La contrainte de traction (moyenne).  
**σ<sub>compression</sub>** : La contrainte de compression.  
**σ<sub>j</sub>** : Contrainte moyenne par maille .  
**A<sub>v</sub>** = {section d'acier vertical de la Maille la plus armée}.  
**A<sub>h</sub><sup>min</sup>** : Armature horizontale minimal.  
**K** : coefficient de flambement.  
**A<sub>v RPA</sub>** : Armature verticale selon le RPA. **A<sub>v BAEL</sub>** : Armature verticale selon le BAEL. **A<sub>v cal</sub>** : Armature verticale de calcul.  
**b<sub>0</sub>** : Epaisseur du linteau ou du voile.  
**A<sub>1</sub>** : Des aciers longitudinaux de flexion.  
**A<sub>t</sub>** : Des aciers transversaux.  
**A<sub>c</sub>** : Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau.  
**B** : Largeur de la semelle.  
**L** : Longueur de la file considérée.  
**σ<sub>sol</sub>** : Contrainte du sol.  
**E** : Module d'élasticité du béton.  
**K** : Coefficient de raideur du sol.  
**f<sub>1</sub>** : la flèche de la charge uniformément répartie **q<sub>s</sub>**.  
**f<sub>max</sub>** : La flèche maximal.  
**f<sup>adm</sup>** : La flèche admissible.  
**M<sub>s</sub>** : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

$M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

$M_0$  : Moment à la base de la structure.

$V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure.

$NG_1$  : Poids propre de la structure.

$NG_2$  : Poids propre du radier.

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_0$  : moment à la base de la structure.

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure.

$V_x$  : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens x-x.

$V_y$  : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens y-y.

**CR** : Centre de rigidité.

**CM** : Centre de masse.

$r$  : le rayon de giration autour du centre de masse.

$U_1$  : Déplacement inter étage sens X.

$U_2$  : Déplacement inter étage sens Y.

$V_y$  : Effort tranchant d'étage selon la combinaison  $E_y$ .

$L_x$  : Dimension du bâtiment

selon le sens X.  $L_y$  : Dimension

du bâtiment selon le sens Y.

# Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitations en R+8+ sous sol , il est contreventé par un système mixte (voiles-portique).

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- ❖ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment , la définition des ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment, et le pré dimensionnement des éléments structuraux (principale).
- ❖ La troisième étape portera sur le calcul des éléments secondaire.
- ❖ La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.  
L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **SAP2000**.
- ❖ La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par **SAP2000** vont être vérifiés par rapport aux exigences de l' RPA 99, CBA93, BAEL91.
- ❖ La sixième étape portera sur l'étude des fondations.
- ❖ On terminera le travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats et nous essayons de porter un jugement sur le choix de type de la structure supposé préalablement.

### I.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation en (RDC+8etage+SOU SOL) implanté à ouled yaiche, La Wilaya de Blida est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). [1]

### I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment constitué du 1 bloc, et de forme irrégulière en plan d'après le [1]est composé d'un Rez-de-chaussée et les 8 étages sont à usage d'habitations + sous sol

#### I.2. 1.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

##### a) Dimensions en plan du l'ouvrage

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 33.30m.
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 20.20m.

##### b)Dimensions en élévation du l'ouvrage

- Hauteur du rez-de-chaussée : 4.08m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 28.86 m

### I.3.Clasification 'ouvrage selon leur importance

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes.

- GROUPE 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- GROUPE 1B** : ouvrage de grande importance.
- GROUPE 2** : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- GROUPE 3** : ouvrage de faible importance.

Selon le règlement [1], l'ouvrage courant ou d'importance moyenne », car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m, Donc il est classé dans le **groupe 2**.

### I.4. Structure porteuse

#### I.4.1. Ossature

Selon le [1] le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques Auto-stables en béton armé (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.

#### I.4.2. Les Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages



## **I.4.3. Les Poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

## **I.4.4. Les Poutres**

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse.

## **I.4.5. L'Acrotère**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

## **I.4.6. Les Escaliers**

La structure comporte un seul type d'escalier qui sert à relier les planchers de tous les étages.

## **I.4.7. Ascenseurs**

La structure comporte deux cages d'ascenseur du RDC jusqu'au 8<sup>me</sup> étage.

## **I.4.8. Maçonnerie**

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

## **I.4.9. Terrasse**

- La terrasse sera inaccessible.

## **I.4.10. Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers .
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau .
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds .
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

## **I.4.11. caractéristiques du sol**

- La contrainte admissible du sol est de 2,00 bars.
- la profondeur d'ancrage de l'infrastructure est 4.2m
- la catégorie du site est un site meuble (S<sub>3</sub>).

## **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir : [1], et **BAEL91 modifiées99** [2] et **CBA93**[3].

### I.5.1. le Béton

#### a) Composition du béton

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau, dont les proportions varient selon l'usage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

#### b) Résistance du béton

##### b.1/ Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm d'hauteur.

$$J \leq 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$J = 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$J > 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .

##### b.2/ Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer

Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse.

Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{tj}$  » ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPA)} \quad \text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA, on trouve : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

##### c) Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de "déformations longitudinales" ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

##### c.1/ Module d'élasticité instantanée « $E_{bij}$ »

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet, à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{bij}$  est défini par la relation :

$$E_{bij} = 11000 (f_{ej})^{1/3} \quad (f_{ej}; E_{bij}; \text{ en MPA})$$

**c.2/ Module d'élasticité différée « Eb<sub>vj</sub> »**

Sous des contraintes de longue durée d'application, **les déformations longitudinales complémentaires** dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte.

Le module de déformation longitudinale différée Eb<sub>vj</sub> est donné par la relation :

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

Pour notre cas :

$$f_{cj} = fc_{28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$Eb_{i28} = 32164,20 \text{ MPA.}$$

$$Eb_{v28} = 10818,87 \text{ MPA.}$$

**d) Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson représente la variation de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L} = \frac{\text{Allongement dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement longitudinale}}$$

-E.L.U :  $\nu = 0$  Calcul des sollicitations (béton fissuré).

-E.L.S :  $\nu = 0,2$  Calcul des déformations (béton non fissuré).

**e) Poids volumique**

On adopte la valeur :  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

**f) Les contraintes limites de calcul**

**f.1/ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.

$\theta$  = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considéré.

Si  $t > 24 \text{ h}$   $\longrightarrow$   $\theta = 1.$

Si  $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$   $\longrightarrow$   $\theta = 0,9.$

Si  $t < 1 \text{ h}$   $\longrightarrow$   $\theta = 0,85.$

Avec :  $t$  = durée d'application de l'action considérée en heures.

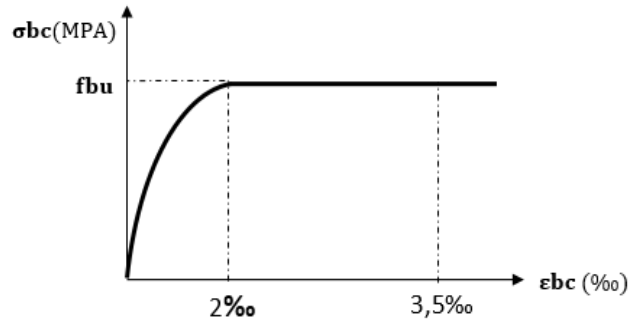


Fig. I.1: Diagramme contrainte-déformation du béton

**f.2/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \implies \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$

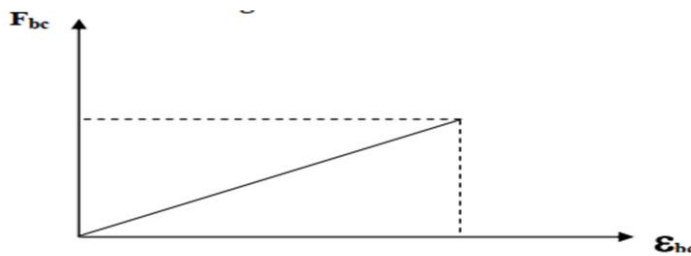


Fig. 1.2 :diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS

**I.5.2. Aciers**

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont

**Tabl.I .1 :Types d'aciers utilisés et leurs nuances**

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	T ≥ 10	400
		FeE500		500
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520

**a) Les limites élastiques**

-Les ronds lisses (R.L) :  $f_e = 235 \text{ MPA}$ .

-Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 400 \text{ MPA}$  -  $f_e = 500 \text{ MPA}$ .

-Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520 \text{ MPA}$ .

**b) Module d'élasticité des aciers**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

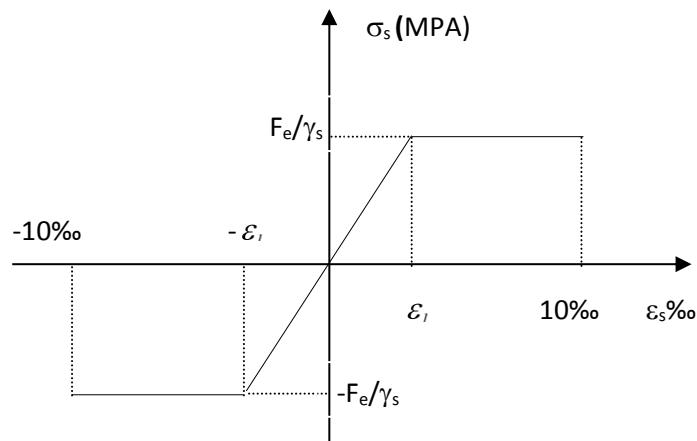
Les expériences ont montrés que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPA}$ .

**c) Les contraintes limites de calcul**

**c.1/ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant



**Fig. I.3:** Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

À l'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est :  $\overline{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$  Avec :

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte de l'acier.

$f_e$  : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$  situations durables

$\gamma_s = 1$  situations accidentales

**c.2/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

-Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right)$ .

-Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta\right)$ .

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour les ronds lisse et treillis soudés

$\eta = 1,6$  pour les armateurs a haute adhérence

## d) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport de :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

-n : Coefficient d'équivalence.

- $E_s$  : Module de déformation de l'acier.

- $E_b$  : Module de déformation du béton.

## I.6. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes:

-Les sections droites restent planes après déformations.

-Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

-Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

-Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

## II.1.Introduction

Le pré dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement des éléments de la structure qui précède la phase d'exécution qui a pour objet de calculer le coffrage des sections en béton des différents éléments structuraux. Pour le pré-dimensionnement des éléments, on tient compte des prescriptions réglementaires données par :

- Les règlements parasismiques algériens 99 /version 2003 [1]
- BAEL 91 [2]
- CBA 93 [3]
- DTR charges permanentes et surcharges d'exploitations [4]

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges permanents et charges d'exploitation. Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

## II.2. Pré dimensionnement du Planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

### II.2.1. Planchers à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher, on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec : L : la portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis

On a :  $L = 4.90 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \frac{490}{25} \leq h_t \leq \frac{490}{20} \Rightarrow 19.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.5 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 21cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle

de compression de 5cm.

$$h_t = (16+5) \text{ cm}$$

**d= 16 cm** (hauteur de corps creux).

**e= 5 cm** (hauteur de la dalle de compression).

**Condition d'isolation acoustique**

$H_{min} \geq 16\text{cm}$ , d'où on a  $21\text{cm} > 16\text{cm}$ .....CV

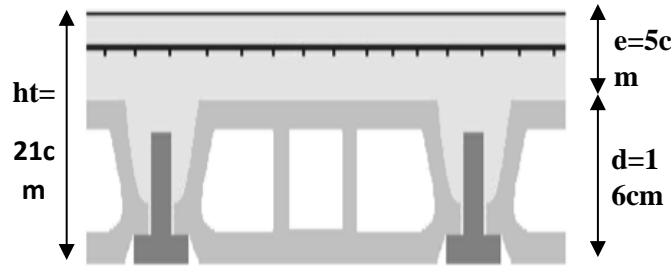


Fig. II.1. Plancher à corps creux avec une dalle de compression.

**II.2.2. Dalle pleine (balcon)**

Les dalles sont ! des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications

de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

✓ **Résistance au Feu**

- e=7,0cm ..... pour une heure de coupe-feu
- e=11cm..... pour deux heures de coupe-feu

D'où : e =11cm.

✓ **Isolation phonique**

Selon les règles technique [3] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure

ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm

✓ **Résistance a la flexion**

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

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L<sub>x</sub> : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

L<sub>x</sub> = 4.90 m

Pour notre cas La dalle pleine repose sur deux appuis,

On aura donc :  $14 \leq e \leq 16.33$  (cm).

On admet : **e= 15 cm**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max (11 ; 15 ; 6) \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{e = 15}$



**II.3.Evaluation des charges et surcharges**

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

**II.3.1. Maçonnerie**

**-Murs intérieurs (simple cloison)**

**Tab II.1.** Charges permanentes des murs intérieurs.

<i>N</i>	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
<i>1</i>	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
<i>2</i>	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
<i>3</i>	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
				<b>1,62</b>

**-Murs extérieurs (double cloison)**

**Tab II.2.** Charges permanentes des murs extérieurs.

<i>N</i>	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
<i>1</i>	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<i>2</i>	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
<i>3</i>	Lame d'aire	0,05	-	-
<i>4</i>	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
<i>5</i>	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
<b>Total</b>				<b>2,52</b>



**Fig. II.2.** Mur simple et double cloison.

II.3.2. Plancher en corps creux (16+5)

-Terrasse :

La terrasse est inaccessible en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

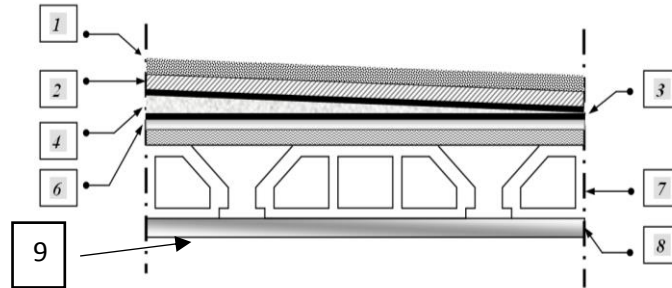


Fig. II.3. Composants d'un plancher terrasse.

A. Charges permanentes

Tabl.II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

<i>N</i>	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Gravillon roulé 8/15	0,05	18,00	0,90
<b>2</b>	Étanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
<b>3</b>	Papier kraft	-	-	0,05
<b>4</b>	Forme de pente 1 %	0,10	22,00	2,20
<b>5</b>	Polyane	-	-	0,05
<b>6</b>	Plaque de liège	0,04	4,00	0,16
<b>7</b>	Par vapeur	0,01	6,00	0,06
<b>8</b>	Plancher corps creux (16+5)	0,21		3,05
<b>9</b>	Enduit en plâtre	0,01	10,00	0,10
<b><i>G</i>Total</b>				<b>6,69</b>

B.Surcharges d'exploitation

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

II.3.3l'acrotère

A. Charge permanente et surcharge d'exploitation

A.1. Charge permanente

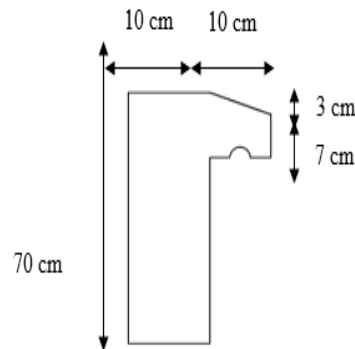


Fig. II.4 Dimensions de l'acrotère

-Surface de l'acrotère :

$$S = (0,10 \times 0,7) + (0,07 \times 0,10) + \frac{(0,10 \times 0,03)}{2} = 0,0785 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0785 = 1,9625 \text{ kN/ml.}$$

-Revêtement en ciment (e=2cm ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$-G_2 = [14 \times 0,02 \times (70+10)] \times 2 \times 10^{-2} = 0,448 \text{ kN/m}$$

-Le poids total de l'acrotère :

$$-G_{\text{tot}} = 1,9625 + 0,448 = 2,4105 \text{ kN/ml} \longrightarrow \mathbf{G_{\text{tot}} = 2,4105 \text{ kN/ml}}$$

A.2.Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante :

$$\mathbf{Q = 1,0 \text{ kN/m}^2}$$

Etage courant

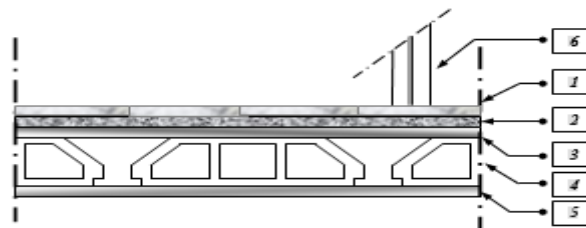


Fig. II.5. Composants d'un plancher courant.

A.Charges permanentes

Tab II.4.Charge permanente du plancher courant

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<b>1</b>	Carrelage	0,02	22,00	0,44
<b>2</b>	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
<b>3</b>	Lit de sable	0,03	18,00	0,54
<b>4</b>	Planchecorps creux	0,21	-	3,05
<b>5</b>	Enduit de plâtre	0,01	10,00	0,10
<b>6</b>	Cloisons légères	0,10	-	1,00
<b>Total</b>				<b>5,53</b>

B. Surcharges d'exploitation

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

II.3.3.Plancher Dalle Pleine (balcon)

✓ Terrasse

A-Charges permanentes

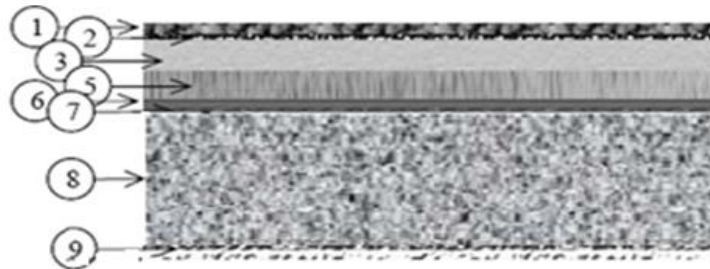


Fig. II.6.Composants de la dalle pleine de la terrasse.

Tab II.5. Charge permanente terrasse accessible.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m3)</i>	<i>Poids surfaciques (KN/m2)</i>
<b>1</b>	Gravillon roulé (25/40)	0.05	18,00	0.90
<b>2</b>	Etanchéité multicouche	0.02	6,00	0.12
<b>3</b>	Papier Kraft	-	-	0.05
<b>4</b>	Forme de pente	0.10	22,00	2.20
<b>5</b>	Film polyane	-	-	0.05
<b>6</b>	Liège(isolant thermique)	0.04	4,00	0.16
<b>7</b>	Pare vapeur	0.01	6,00	0.06
<b>8</b>	Dalle pleine	0.15	25,00	3.75
<b>9</b>	Enduit de plâtre	0.01	10,00	0.10
<b>total</b>				<b>7.39</b>

B. Surcharges d'exploitation

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

✓ Etage Courant

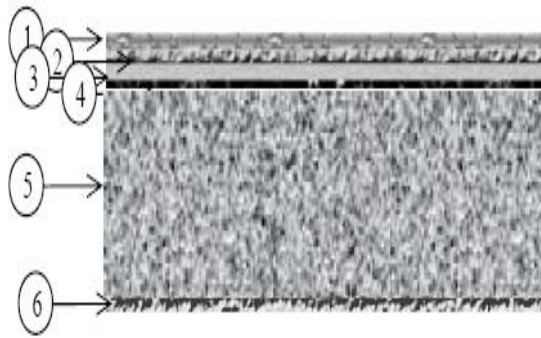


Fig. II.7. Composants de la dalle d'étage .

A-Charges permanentes

Tab II.6.Charge permanente due aux balcons d'étage.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m3)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m2)</i>
<i>1</i>	Carrelage	0,02	22,00	0,44
<i>2</i>	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
<i>3</i>	Lit de sable	0,03	18,00	0,54
<i>4</i>	Dalle pleine	0,15	25	3,75
<i>5</i>	Enduit de plâtre	0,01	10,00	0,10
<i>6</i>	Les murs simples	0,10	-	1,00
<i>Total</i>				<b>6,23</b>

B. Surcharges d'exploitation

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

II.4. Pré dimensionnement des éléments résistants

II.4.1. pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont ses éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Le pré- dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le [3]
- Vérification des conditions imposée sur (h, b) par le règlement parasismique algérien [1]
- Vérification de la rigidité.

A-Selon [3]

La section de la poutre est déterminée par les formules suivant :

$$\text{La hauteur } h \text{ de la poutre : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{La largeur } b \text{ de la poutre : } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

Lmax : La plus grande portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

**B. Selon [1] pour la zone III:**

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30cm$
  - La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20cm$
  - Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$
- A-Pré dimensionnement des poutres

**Tab II.7.**verification les condition de Pré dimensionnement des poutres

	<b>Poutres porteuses</b>	<b>Poutres non porteuses</b>
<b>Condition de résistance</b>	$L_{max} = 5.1m$ $510/15 \leq h \leq 510/10$ $34cm \leq h \leq 51cm$ On prend : $h = 45m$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $13.5cm \leq b \leq 31.5cm$ On prend : $b = 30cm$	$L_{max} = 4.9m :$ $490/15 \leq h \leq 490/10$ $32.66cm \leq h \leq 49m$ On prend : $h = 40cm$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $12cm \leq b \leq 28cm$ On prend : $b = 30cm$
<b>Vérification selon [1]</b>	$h \geq 30cm \rightarrow 45cm > 30cm$ (Condition vérifiée) $b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm$ (condition vérifiée)	$h \geq 30cm \rightarrow 40cm > 30cm$ (Condition vérifiée) $b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm$ (condition vérifiée)
<b>Condition de rigidité</b>	$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{45}{30} = 1.5 < 4$	$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1.333 < 4$

✓ Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour :  
**Des poutres porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 45) cm$**   
**Des poutres non porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 40) cm$**

**II.5. pré dimensionnement des poteaux**

**A. Principe**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Dans notre cas, nous considérons, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.  
 Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

**B. Etapes de prédimensionnement (calcul)**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par [1].

✓ Vérifier la section à ELS.

**C. Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q.

(Q est la charge d’exploitation)

Ce qui donne :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \text{ pour } n \geq 5$$

Donnée par [4]

Avec :

n : Nombre d’étage.

Q<sub>0</sub> : La structure d’exploitation sur la terrasse.

Q : Les surcharges d’exploitation des planchers respectifs.

-Q<sub>0</sub> = 1KN/m<sup>2</sup> ; (Terrasse inaccessible).

-Q = 1.5KN/m<sup>2</sup> ; (usage d’habitation).

-Q = 5KN/m<sup>2</sup> (usage commerciale)

-Q = 2.5KN/m<sup>2</sup>(parking)

-Q = 3,5/m<sup>2</sup> (balcon)

**Tab II.8.** Tableau de dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge ( $\frac{KN}{m^2}$ )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_0=Q_0$	1
08	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.50
07	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
06	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
05	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
04	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
03	Q <sub>6</sub>	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
02	Q <sub>7</sub>	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+..... +Q_7)$	8.45
01	Q <sub>8</sub>	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+..... +Q_8)$	9.28
rdc	Q <sub>9</sub>	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+..... +Q_9)$	12.39
soussol	Q <sub>10</sub>	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+..... +Q_{10})$	13.65

**D. Dimensionnement des poteaux**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

**Condition de stabilité**

Considérons une section rectangulaire  $a \times b$ , tel que  $a \leq b$  :

L'élanement du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie.

$B$ : Section du béton ( $a \times b$ ).

**N.B:** Dans notre cas les poteaux sont bi encastés, leurs longueurs du flambement

Est égale à :

$$l_f = 0,7 l_0$$

Sachant que :

$$I = \frac{a.b^3}{12}$$

$$B = a \times b \quad \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{l_f \sqrt{12}}{\lambda} \\ b \leq \frac{Br}{(a-2)} + 2 . \end{array} \right.$$

**N.B** pour un poteau carré il est préférable de prendre  $\lambda = 35$  pour faire participer à la résistance du poteau, toutes les barres d'acier de la section.

**✓ Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple**

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

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'où la section réduite du poteau ( $B_r$ ) est égale à:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_c 28}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec :

$N_u$ : L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges

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

$A$ : La section d'acier minimale ;  $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$  Selon[3]

$$A_{s \min} = 1\% B_r$$



$B_r$  : la section réduite du poteau, en déduisant de sa section réelle un centimètre

d'épaisseur sur toute sa périphérie.  $B_r$  peut être égale aussi à :

$$B_r = (a - 0,02)$$

$$(b - 0,02) \text{ m}^2.$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ).

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers ( $f_e = 500 \text{ Mpa}$ ).

$\alpha$  est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

En faisant l'application numérique  $B_r$  sera égale à :

$$B_r \geq 0,066. N_u$$

✓ **Le minimum requis par [1].**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30 \text{ cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

### II.5.1. Calcul des poteaux

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

#### a- poteau centrale

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

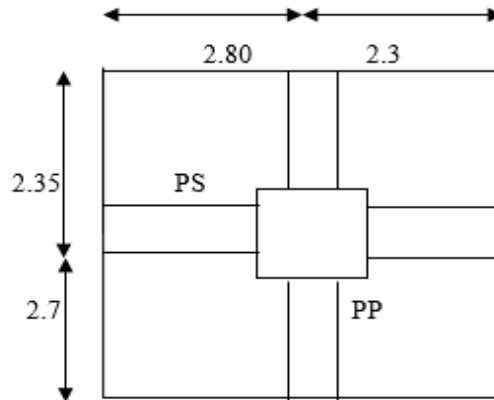


Fig. II.8. Surface reprise par le poteau central.

**S total** = 25.755 m<sup>2</sup>

▪ **Les charges**

✓ **Plancher terrasse**

**A) Charges permanentes (GT)**

- Poids propre du plancher terrasse :  $(25.755 \times 6,69) = 172.30095 \text{ KN}$
  - Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,8 + 2,3) \times 25 = 17.2125 \text{ KN}$
  - Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2,35 + 2,7 - 0,3) \times 25 = 14.25 \text{ KN}$
- $\Sigma = 203,76 \text{ KN}$

**B) Surcharges d'exploitation (QT)**

- Surcharge plancher terrasse
- $(S \times Q_{terrasse}) = 25.755 \times 1,00 = 25.755 \text{ KN}$
- $NQ = 25.755 \text{ KN}$

**Plancher étage courant**

**A) Charges permanentes (GT) :**

- Poids propre du plancher courant :  $(25.755 \times 5,53) = 142.4215 \text{ KN}$
  - Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,8 + 2,3) \times 25 = 17.2125 \text{ KN}$
  - Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2,35 + 2,7 - 0,3) \times 25 = 14,25 \text{ KN}$
  - Poids du Mur intérieur :  $G \times S = 1,62 \times 29,12 = 47,17 \text{ KN}$
  - Poids du poteau :  $(0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,45) \times 25 = 5,8725 \text{ KN}$
  - Poids du poteau rdc :  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,45) \times (0,5)^2 \times 25 = 22,68 \text{ kN}$
- $\Sigma = 221.05 \text{ KN}$

**B) Surcharges d'exploitation (QT) :**

- Surcharge du planché:  $(S_t \times Q_{étage}) = 25.665 \times 1,50 = 38.4975 \text{ KN}$
- $NQ = 38.4975 \text{ KN}$

**On prend**

- Poid du plancher courant
  - + Poid des poutres long
  - + Poid des poutres, trans +
  - + Poid de poteau (30x30)
  - + poid de Mur intérieur
- } G1

Tab .II. 9 : Calcul des charges du poteau central

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)
8 <sup>ème</sup>	N1	Poids du plancher T+ Poids des poutres Long +Poids des poutres transe	203,76
7 <sup>ème</sup>	N2	Venant de N1 +G1	203,76+221,05
6 <sup>ème</sup>	N3	Venant de N2+G1	424,81+221.05
5 <sup>ème</sup>	N4	Venant de N3+G2	645,86+223.17
4 <sup>ème</sup>	N5	Venant de N4+G3	869,03+223.17
3 <sup>ème</sup>	N6	Venant de N5+G4	1092,2+225,61
2 <sup>ème</sup>	N7	Venant de N6+G5	1317,81+225,61
1 <sup>ème</sup>	N8	Venant de N7+ G6	1543,43+227,94
RDC	N9	Venant de N8+ G7	1771,37+227,94
S.SOL	N10	Venant de N9+ G8	1999,31+196,56
$\Sigma$			2195,87

Tableau II.10 : Choix final des poteaux centraux

Etage	G (kN)	Q (kN)	G <sub>c</sub> (kN)	Q <sub>c</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (N)	B <sub>r</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Coté (Cm)	RPA	Choix
R+8	203,76	25.75	203.76	25.755	313708	207,04	16,38	30	30
R+7	221.05	38.49	424,81	64,38	670063	442,24	23,02	30	30
R+6	221.05	38.49	645,80	99,15	1020636	673,61	27.95	30	35
R+5	223.17	38.49	869,03	130,16	1368435	903,16	32,05	30	35
R+4	223.17	38.49	1092,20	157,10	1710128	1128,68	35.59	30	40
R+3	225,61	38.49	1317,81	180,28	2049480	1352,65	38,77	30	40
R+2	225,61	38.49	1543,43	199,60	2370885	1564,78	41,55	30	45
R+1	227,94	38.49	1771,37	217,87	2718164	1793,98	44.35	30	45
RDC	227,94	128,75	1999,31	300,45	3149073	2078,38	47,58	30	50
S.SOL	196,56	64,37	2195,8	335,62	3467760	2288,72	49,74	30	50

a) Vérification de critère de résistance

-Etat limite ultime

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

**Tab II.11.:** Vérification de critère de résistance des poteaux centraux a ELU

	Etage	Nu (KN)	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (Mpa)	fbc (Mpa)	Observation
Poteau Central	8	313,708	900	3,48	14,2	ok
	7	670,063	900	7,45	14,2	ok
	6	1020,636	1225	8,33	14,2	ok
	5	1368,435	1225	11,17	14,2	ok
	4	1710,128	1600	10,68	14,2	ok
	3	2049,480	1600	12,80	14,2	ok
	2	2370,885	2025	11,70	14,2	ok
	1	2718,164	2025	13,42	14,2	ok
	rdc	3149,073	2500	12,59	14,2	ok
	Sous sol	3446,76	2500	13,87	14,2	ok

➤ **Etat limite de service**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tab II.12.** Vérification de critère de résistance des poteaux centraux ELS

	Etage	G (KN)	Q (KN)	Nser (KN)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	Σser (Mp)	Observation
Poteau Central	8	203.76KN	25,755	229,515	30*30	30×30	02,21	ok
	7	424,81	64,38	489,19	30*30	30×30	04,72	ok
	6	645,86	99,15	745,01	30*30	35×35	05,79	ok
	5	869,03	130,163	999,193	30*30	35×35	07,09	ok
	4	1092,2	157,105	1249,30	30*30	40×40	06,78	ok
	3	1317,817	180,285	1498,102	30*30	40×40	8,14	ok
	2	1543,434	199,60	1743,034	30*30	45×45	7,48	ok
	1	1771,374	217,875	1989,249	30*30	45×45	8,54	ok
	rdc	1999,3142	300,45	2299,764	30*30	50×50	7,78	ok
	sssol	2195,878	335,625	2531,42	30*30	50×50	8,80	ok

**B-Poteau de rive**

**a) Surface reprise**

-S<sub>plancher</sub> = 14,14 m<sup>2</sup>

-S<sub>balcon</sub> = 7,57 m<sup>2</sup>

-S<sub>Tot</sub> = 21,715 m<sup>2</sup>

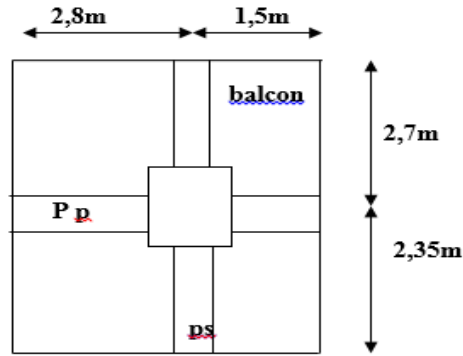


Fig. II.9. : Représentation de la surface reprise par le poteau de rive

▪ Les charges

✓ Plancher terrasse

A) Charges permanentes (GT)

- Poids propre du plancher terrasse :  $(21,715 \times 6,69) = 145,2733$
  - Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,8 + 1,5) \times 25 = 14,51 \text{ KN}$
  - Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2,35 + 2,7 - 0,3) \times 25 = 14,25 \text{ KN}$
  - Le poids propre de l'acrotère :  $2,41 \times 5,05 = 12,17 \text{ kN}$
- $\Sigma = 186,20 \text{ KN}$

B) Surcharges d'exploitation (QT)

- Surcharge du planché terrasse:
- $(S \times Q_{terrasse}) = 21,715 \times 1,00 = 21,715 \text{ KN}$
- NQ = 21.715KN

✓ Plancher étage courant

A) Charges permanentes (GT)

- Poids propre du plancher courant :  $(14,14 \times 5,53) + (7,57 \times 6,23) = 125,3553 \text{ KN}$
  - Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,8 + 1,5) \times 25 = 14,51 \text{ KN}$
  - Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2,35 + 2,7 - 0,3) \times 25 = 14,25 \text{ KN}$
  - Poids du Mur intérieur :  $G \times S = 1,62 \times 15,38 = 24,915 \text{ KN}$
  - Poids de mur extérieur :  $G \times S = 2,52 \times 12,3 = 31 \text{ KN}$
  - Poids du poteau :  $(0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,45) \times 25 = 5,8725$
- $\Sigma = 220,90 \text{ KN}$

B) Surcharges d'exploitation (QT)

- Surcharge du planché:  $(S_t \times Q_{étage}) = (17,66 \times 1,50) + (4,05 \times 3,5) = 40,6725 \text{ KN}$
- NQ = 40,6725KN

ON prend

- Poids du plancher
  - +Poids des poutres long
  - +Poids des poutres transe
  - +Poids de poteau(30×30)
  - +Poids de mur intérieur
  - +Poids de mur extérieur
- } G1

Tableau. II .13 : Calcul des charges du poteau de rive

Etage	Nive au	Désignation des éléments	G (kN)
8 <sup>ème</sup>	N1	Poids du plancher+Poids des poutres long Poids des poutres transe+Le poids de l'acrotère	186,20
7 <sup>ème</sup>	N2	Venant de N1 +G1	186,20 +220.90
6 <sup>ème</sup>	N3	Venant de N2+G1	407,1+220.90
5 <sup>ème</sup>	N4	Venant de N3+G2	628+223,2
4 <sup>ème</sup>	N5	Venant de N4+G3	851,17+223.2
3 <sup>ème</sup>	N6	Venant de N5+G4	1074,37+225,61
2 <sup>ème</sup>	N7	Venant de N6+G5	1299,98+225,61
1 <sup>ème</sup>	N8	Venant de N7+G6	1525,43+227,94
RDC	N9	Venant de N8+G7	1753,28+227,94
S.SOL	N10	Venant de N9+G8	1981,224+172,05
$\Sigma$			2153,279

Tab II.14: Choix final des poteaux de rive

Etage	G (kN)	Q (kN)	G <sub>c</sub> (kN)	Q <sub>c</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (N)	B <sub>r</sub> (Cm)	Coté (Cm)	RPA	Choix
R+8	186,20	21.71	186,20	21.715	283942	187,40	15,68	30	30
R+7	220.90	40,67	407,1	62,38	643,155	424,48	22,60	30	30
R+6	220.90K	40,67	628	98,98	996270	657,53	27.64	30	35
R+5	220.90	40,67	851,17	131,52	13463595	888,59	31,80	30	35
R+4	223.17	40,67	1074,3	160	1690,305	1115,60	35.4	30	40
R+3	225,61	40,67	1299,98	184,39	2031567	1340,83	38,61	30	40
R+2	225,61	40,67	1525,60	204,73	2366660	1561,99	41,52	30	45
R+1	227,94	40,67	1753,28	223,84	2702693	1783,77	44.23	30	45
RDC	227,94	108,57	1981,22	293,06	3114242	2055,40	47,33	30	50
S.SOL	196,564	54,28	2153,27	321,60	3389326	2236,95	49,29	30	50

c- poteau d'angle :

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte

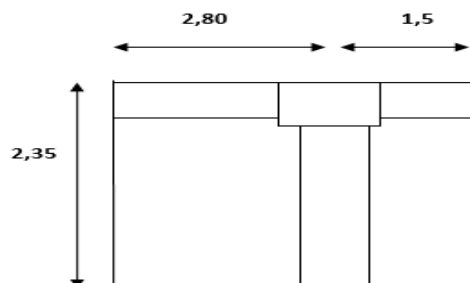


Fig. II.10: Représentation de la surface reprise par le poteau d angle

2S<sub>Totale</sub> = 10,105

▪ Les charges

✓ Plancher terrasse :

A) Charges permanentes (GT)

Poids propre du plancher terrasse :  $(10.105 \times 6.69) = 67.60 \text{KN}$

Poids des poutres principale :  $(0,30 \times 0,45) \times (4.3) \times 25 = 14.51 \text{KN}$

Poids des poutres secondaire :  $(0.30 \times 0.40) \times (2.05) \times 25 = 6.15 \text{KN}$

Acrotère :  $2.41 (2.80 + 2.35) = 12.41 \text{KN}$

$\Sigma = 100.67 \text{KN}$

B) Surcharges d'exploitation (QT)

Surcharge du planché terrasse:

$(S \times Q_{terrasse}) = 10.105 \times 1,00 = 10,105 \text{KN}$

**NQ = 10.105KN**

✓ Plancher étage courant Plancher étage courant

A) Charges permanentes (GT)

Poids propre du plancher courant :  $(6,58 \times 5,53) + (3,53 \times 6,23) = 58,35 \text{KN}$

Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2,8 + 1,5) \times 25 = 14,51 \text{KN}$

Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2.35 + 0,3) \times 25 = 6,15 \text{KN}$

Poids de mur extérieur :  $G \times S = 2,52 \times 18,4 = 46,21 \text{KN}$

Poids du poteau :  $(0.3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,45) \times 25 = 5,87$

$\Sigma = 131.07 \text{KN}$

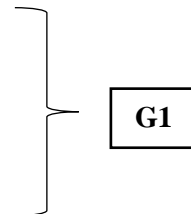
B) Surcharges d'exploitation (QT)

Surcharge du planché :  $(S \times Q_{étage}) = (10,105 \times 1,50) = 15,67 \text{KN}$

**NQ = 15,67KN**

On prend

- Poids du plancher
- Poids des poutres long
- Poids des poutres transe
- Poids de poteau (30x30)
- Poids de mur extérieur



Tab II.15: Calcul des charges du poteau de angle

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)
8 <sup>ème</sup>	N1	Poids du plancher+ Poids des poutres long Poids des poutres trans+Le poids propre de l'acrotère	100.67
7 <sup>ème</sup>	N2	Venant de N1 +G1	100.67+131.07
6 <sup>ème</sup>	N3	Venant de N2+G1	332,41+131.07
5 <sup>ème</sup>	N4	Venant de N3+G2	463,48+131.07
4 <sup>ème</sup>	N5	Venant de N4+G3	594,55+131.07
3 <sup>ème</sup>	N6	Venant de N5+G4	725,62+131.07
2 <sup>ème</sup>	N7	Venant de N6+G5	856,69+133,19
1 <sup>ème</sup>	N8	Venant de N7+G6	989,88+133,19
RDC	N9	Venant de N8+G7	1123,07+133,19
S.SOL	N10	Venant de N9+G8	1256,26+135,63
$\Sigma$			1391,89

Tab II.16. : Choix final des poteaux dangle

Etage	G (kN)	Q (kN)	G <sub>c</sub> (kN)	Q <sub>c</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (N)	B <sub>r</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Coté (Cm)	RPA	Choix
R+8	100.67	10.10	100.67KN	10.105	150960	99,63	11,98	30	30
R+7	131.07	15,67	332,41	25,77	487408	321,68	19,93	30	30
R+6	131.07	15,67	463,48	38,87	683895	451,37	23,24	30	30
R+5	131.07	15,67	594,55	52,41	881,19	581,58	26,11	30	30
R+4	131.07	15,67	725,62	63,38	107463	709,25	28.63	30	30
R+3	225,61	15,67	856,69	72,78	126570	835,36	30,90	30	30
R+2	225,61	15,67	989,88	80,62	1457268	961,79	33,01	30	35
R+1	227,94	15,67	1123,07	87,98	1648114	1087,75	34.98	30	35
RDC	227,94	108,57	1256,26	120,64	1876911	1238,76	37,19	30	40
S.SOL	196,56	54,28	1391,89	134,37	2080615	1373,20	39,05	30	40

**II.6.Pré-dimensionnement des voiles**

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment à condition  $L \geq 4a$ , avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leurs pré-dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du [1].

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

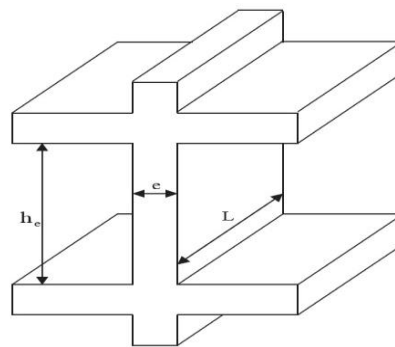


Fig. II.11. : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\} \quad [1]$$

Avec:

- $h_e$  : Hauteur d'étage.

- $a_{\min}$ : Epaisseur de voile

-Pour le RDC :  $h_e = 4.08 \text{ m}$

$h_e = (4,08 - 0,45) = 3,63 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 18,15\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 18,15 \text{ cm}$$



-Pour l'étage courant :  $h_e = 3.06$  m

$$h_e = (3,06 - 0,45) = 2,61 \text{ m}$$

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; 13,05\text{cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

### Conclusion

❖ Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

#### ❖ Type de planchers

Corps creux  $h_t = 16+5$

Dalle pleine  $e=15$

❖ Pour le pré dimensionnement des poutres :

Poutres principales  $b=30$  ,  $h=45$  ,  $b \times h = 30 \times 45$

Poutres secondaires  $b=30$  ,  $h=40$  ,  $b \times h = 30 \times 40$

❖ Pour le pré dimensionnement des poteaux :

On prend les choix de prédimensionnement de poteau centrale .

❖ Pour le pré dimensionnement des voiles :

On adopte pour les voiles une épaisseur :  $a = 20 \text{ cm}$ .

**III.1. Introduction**

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et causer une torsion d'ensemble.

**III.2 Acrotère**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

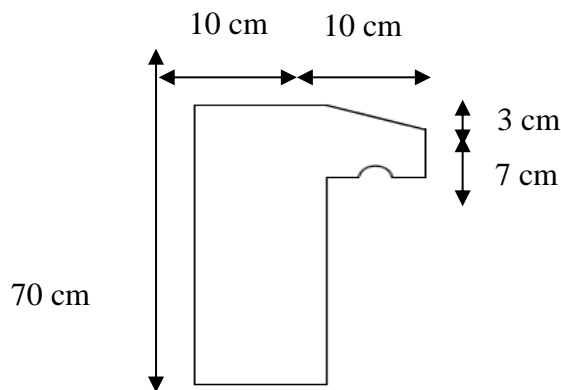
Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b = 100\text{cm}$
- Hauteur  $H = 70\text{cm}$
- Epaisseur  $e = 10\text{cm}$

**III.2.1 Calcul des charges sollicitant l'acrotère**

**A. Charge permanente et surcharge d'exploitation :**

**A.1. Charge permanente :**



**Fig.III.1:** Dimensions de l'acrotère

- ✓ Surface de l'acrotère :

$$S = (0,10 \times 0,7) + (0,07 \times 0,10) + \frac{(0,10 \times 0,03)}{2} = 0,0785 \text{ m}^2$$

- ✓ Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = \rho_b \times S = 25 \times 0,0785 = 1,9625 \text{ kN/ml.}$$

- ✓ Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G_2 = [14 \times 0,02 \times (70+10)] \times 2 \times 10^{-2} = 0,448 \text{ kN/m}$$

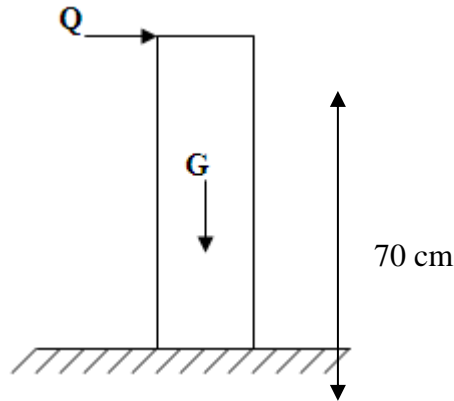
- ✓ Le poids total de l'acrotère :

$$G_{tot} = 1,9625 + 0,448 = 2,4105 \text{ kN/ml} \implies G_{tot} = 2,4105 \text{ kN/ml}$$

**A.2.Charge d'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante :

–  $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$



**Fig.III.2:** Sollicitation de l'acrotère

**B. Calcul .de la force sismique  $Q_h$  : ( $F_P$ )**

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique  $F_P$  appliqué à sa partie supérieure. Si  $F_P > 1,5 Q$  ; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

On a:

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P \quad [1]$$

Avec :

- $F_P$  : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- $A$  : Coefficient d'accélération pour **la zone III, groupe 2,  $A = 0,25$** .
- $C_P$  : Facteur des forces horizontales ( **$C_P = 0,8$** ) élément consol.
- $W_P$  : Poids de l'acrotère :  $W_P = 2,4105 \text{ kN/ml}$

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,4105 = 1,928 \text{ kN/ml.}$$

$$1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_P)$$

$$F_P = 1,93 > 1,5 \implies Q_u = Q_h = 1,93 \text{ kN/ml.}$$

- Pour une bande de 1m de largeur :  $\left\{ \begin{array}{l} G = 2,41 \text{ kN/ml.} \\ Q_h = 1,93 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$

**III.2.2 Détermination des efforts**

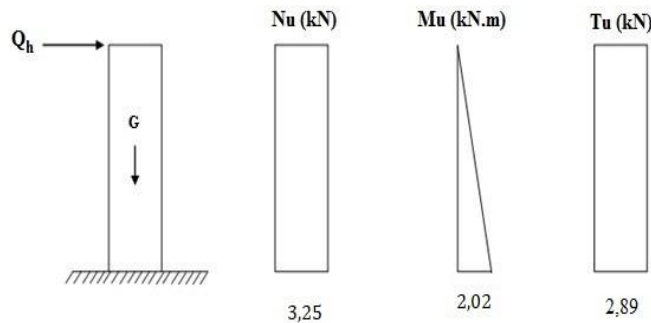
Pour une bande de 1m de largeur :

➤ **Calcul des efforts à L'ELU**

- $N_u = 1,35.G = 1,35 \times 2,41 = 3,2535 \text{ kN}$
- $M_u = 1,5.Q_h.h = 1,5 \times 1,93 \times 0,7 = 2,02 \text{ kN.m.}$
- $T_u = 1,5.Q_h = 2,89 \text{ kN.}$

➤ **Calcul des efforts à L'ELS**

- $N_{ser} = G = 2,41 \text{ kN}$ .
- $M_{ser} = Q_h \cdot h = 1,35 \text{ kN.m}$ .
- $T_{ser} = Q_h = 1,93 \text{ kN}$ .



**Fig.III.3** : Diagramme des efforts à l'ELU.

**III.2.3 Ferrailage de la section de l'acrotère**

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données :  $h = 10\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  
 $M_U = 2,02\text{kN.m}$ ,  $N_U = 3,25 \text{ kN}$  ;  $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$ .

✓ **Calcul de l'excentricité**

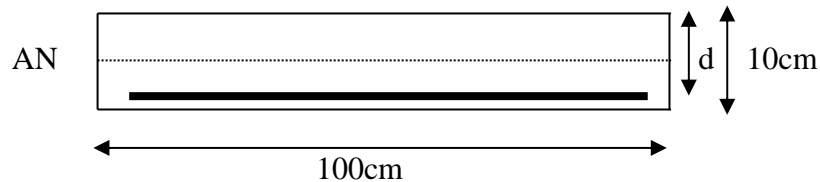
$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,02}{3,25} = 62,15 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \text{On a :} \\ e_0 = 62,15 \text{ cm} \\ (h/2) - c' = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > (h/2) - c'$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Alors la section partiellement comprimée (SPC).

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .



**Fig. III.4**: Distance de l'axe neutre

✓ **Calcul du moment fictif «  $M_f$  »**

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c')$$

$$M_f = 2,02 + 3,25 (0,1/2 - 0,02) = 2,11 \text{ kN.m}$$

D'où :  $M_f = 2,11\text{kN.m}$

D'après l'organigramme :  $M = M_f = 2,11 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0183 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0230$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 89,17 \text{ mm.}$$

$$\mu = 0,0183 < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z\sigma_s} \Rightarrow A_s = 67,99 \text{ mm}^2. \text{ d'où:}$$

$$\begin{cases} A_1 = A_s' = 0 \\ A_2 = A_s - (Nu/\sigma_s) = 67,99 - \frac{3,25 \times 10^3}{348} = 58,65 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

On obtient:

$$\begin{cases} A_1 = 0 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm.}$$

$$A_s \min \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s \geq \max (A_2 ; A_s \min) = 1,086 \text{ cm}^2$$

La section choisie est **A = 4,71 cm<sup>2</sup> = 6 HA10** avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2 \quad [8]$$

La section choisie est **A<sub>r</sub> = 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$ .

**III.2.4 Vérification**

**III.2.4.1 Vérification à L'E.L.S**

- $N_{ser} = 2,41 \text{ kN}$ .
- $M_{ser} = 1,35 \text{ kN.m}$ .

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,35}{2,41} = 0,56 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } e_0 = 56 \text{ cm.} \\ \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm.} \end{cases}$$

On a :  $e_0 = 56 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \Rightarrow$  Section Partiellement Comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier

$$\text{On a : } y_1 = y_c + C \dots\dots\dots [2]$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e - (h / 2) = 56 - 10/2 = 51 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = [ C + (d - h/2) ] \Rightarrow e_{ser} = 55 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 55 = -46 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

On doit résoudre l'équation suivante selon [2] :

$$y_2^3 + Py_2 + q = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- ✓  $y_c$  : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.
- ✓  $n = 15$ .

$$\begin{cases} P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d-c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d-c)^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } A_s' = 0 \Rightarrow \begin{cases} P = -6114,85 \text{ cm}^2 \\ q = 207494,75 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (2) devient

$$y_2^3 - 6114,85 y_2 + 207494,75 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 = -2,93 \times 10^8 > 0$$

D'où :

$$\text{Cos } \varphi = \left[ \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,995$$

$$\text{Cos } \varphi = -0,99 \Rightarrow \varphi = 174,26^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 91,38$$

- $Y_1 = a \cos (\varphi / 3) = 48,31 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 43,02 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi / 3 + 120^\circ) = -91,32 \text{ cm}$
- La solution qui convient :  $y_c = 48,31 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < h$  avec  $y_1 = y_c + c = 48,31 - 46 = 2,31 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est :  $y_1 = 2,31 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - c')^2] = 1552,16 \text{ cm}^4 ; n = 15$$

$$\Rightarrow I = 1552,16 \text{ cm}^4$$

**III.2.5. Vérification des contraintes**

**III.2.5.1 Contrainte de béton**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 2,04 \text{ kN.} \\ \sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \left( \frac{2,41 \times 10^3}{1552,16 \times 10^4} \times 48,31 \times 10 \right) \times 2,31 \times 10 = 1,73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

III .2.5.2 Contraintes de l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé} \\ \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63\text{MPa} \dots\dots\dots (\eta=1,6 \text{ pour les aciers HA}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \left( \frac{2,41 \times 10^3}{1552,16 \times 10^4} \times 48,31 \times 10 \right) \times (90 - 23,1) = 75,27\text{MPa} < 201,63\text{MPa} \\ \sigma'_s = 15 \left( \frac{2,41 \times 10^3}{1552,16 \times 10^4} \times 48,31 \times 10 \right) \times (23,1 - 20) = 3,48\text{MPa} < 201,63\text{MPa} \end{array} \right.$$

III.2.6 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \text{min}(0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \\ T_u = 2,89 \text{ kN.} \\ \tau_u = \frac{2,89 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0321\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \implies \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

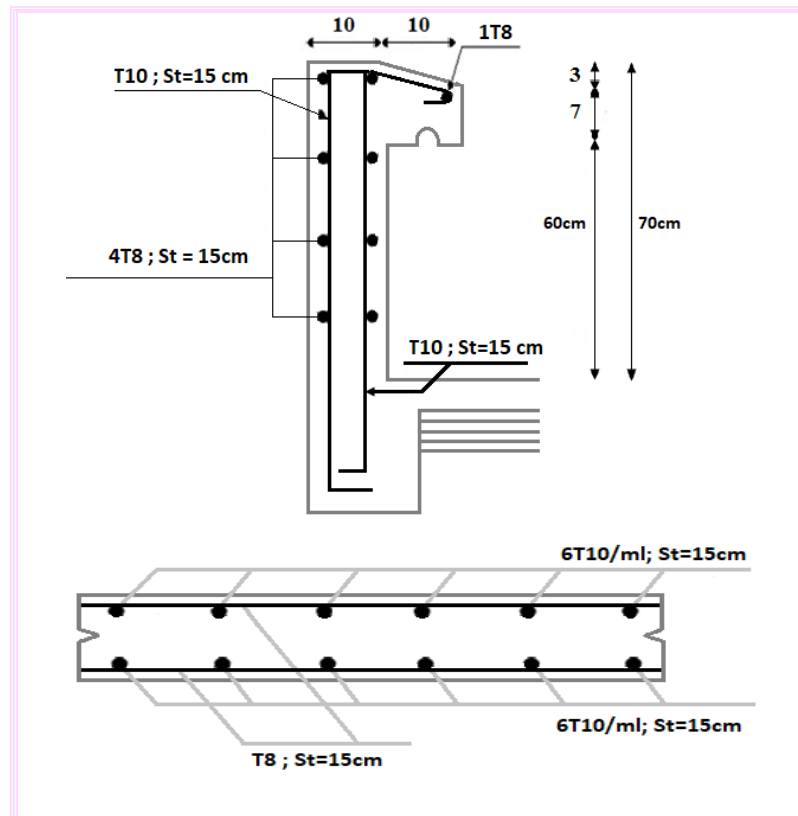


Fig. III.5 : ferrailage de l'acrotère

### III.3 Etude des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

#### III.3.1 Plancher en corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

##### III.3.2.1 Dimension de la poutrelle

$h = 16\text{cm}$  ;  $b = 65\text{cm}$  ;  $h_0 = 5\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$ .

$$C = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

##### III.3.2.2 Méthodes Calcul des moments

Leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

###### Méthode forfaitaire

Domaine d'application :

$$H_1: Q \leq \max\{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

$H_2$  : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

$H_3$  : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$H_4$  : Fissuration non préjudiciable.

Exposé de la méthode :

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

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

$M_0$ : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$M_W$  et  $M_E$ : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée



**Moment sur appuis :**

- $M = 0,6M_0$ : pour une poutre à deux travées
- $M = 0,5M_0$ : pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M = 0,4M_0$ : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

**Méthode de CAQUOT**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Exposé de la méthode :

**Moment en travée :**

$$M_{Amax} = M_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{2} + \frac{(M_i + M_{i+1})^2}{16M_0}$$

**Moment sur appuis: (charges réparties)**

$$M_{Tmax} = \frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$M_w$  et  $M_e$ : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée .

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « $l_w$ ' » à gauche et « $l_e$ ' » à droite, avec :

$l' = l$ : Pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$ : Pour une travée intermédiaire.

Où « $l$  » représente la portée de la travée libre

**III.3.2.3 Effort tranchant**

$$T_w = \frac{qL}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$T_e = \frac{qL}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

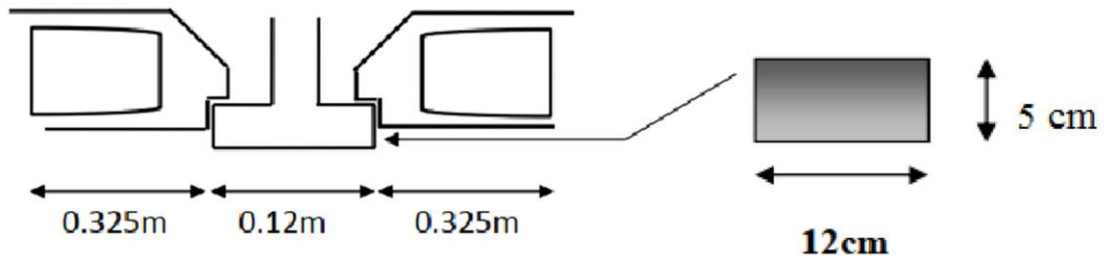
$T_e$ : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**III.3.3 Calcul des poutrelles**

Le calcul se fera en deux étapes :

**1<sup>ère</sup> : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.



**Figure III.6.** Coupe transversale de la poutrelle

✓ **Charges et surcharges**

**Poids propre de la poutrelle:**

$$G_1 = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$$

**Poids du corps creux :**

$$G_2 = 0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml Avec : } l = 65 \text{ cm ; largeur de l'hourdis}$$

$$G = G_1 + G_2 = 0,15 + 1,82 = 1,97 \text{ kN/ml}$$

**Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$**

✓ **Combinaison des charges**

- **L'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 1,35 \times 1,97 + 1,5 \times 0,65 = 3,63 \text{ kN/ml}$$

- **L'ELS :**

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 1,97 + 0,65 = 2,62 \text{ kN/ml}$$

✓ **Calcul des efforts tranchants et moments max en travée**

- L'ELU :  $M_u = M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,63 \times 4,90^2}{8} = 10,89 \text{ KNm}$

$$T_u = T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{3,63 \times 4,90}{2} = 8,89 \text{ KNm}$$

- L'ELS :  $M_{ser} = M_{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{2,62 \times 4,90^2}{8} = 7,86 \text{ KNm}$

$$T_{max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{2,62 \times 4,90}{2} = 6,41 \text{ KNm}$$

**Ferraillage**

Soit : L'enrobage  $c = 2\text{ cm}$  ,  $d = 0,9h = 0,9 \times 5 = 4,5\text{ cm}$  ,  $b = 12\text{ cm}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

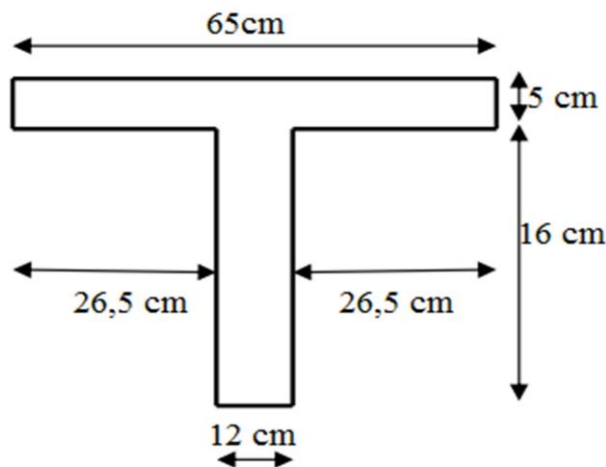
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10,89 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 3,16 > 0,395 \rightarrow \text{Sachant qu'impossible d'avoir } > 1$$

$$\rightarrow A_{S'} = 0$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

**2<sup>ème</sup> : Après coulage de la dalle de compression**

La poutrelle travaille comme une poutre continue en **Te** encastree partiellement à ces deux extremités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges eventuelles revenant au plancher.



**Fig. III.7 :**Dimensions des poutrelles

➤ **Evaluation des charges et surcharges** Charge permanente

Plancher terrasse :  $G = 6,69 \times 0,65 = 4,34\text{ kN/ml}$

Plancher courant :  $G = 5,53 \times 0,65 = 3,59\text{ kN/ml}$

**Surcharge d'exploitation**

Plancher terrasse :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{ kN/ml}$$

Plancher courant :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975\text{ kN/ml}$$

**Combinaison des charges**

**Plancher terrasse :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,83\text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 5,08\text{ kN/ml}$$

**Plancher courant :**

**ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,30 \text{ kN/ml}$

**ELS :**  $q_{ser} = G + Q = 4,56 \text{ kN/ml}$

Le plancher courant est le plus sollicité.

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

➤ **Condition 1**

➤ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ kN/m}^2$ .

$$Q \leq \max (2.G \text{ et } 5 \text{ kN/m}^2)$$

$$2G = 2 \times 5,53 = 11,06 \text{ kN /m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN / m}^2 < 11,06 \text{ kN /m}^2 \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

➤ **Condition 2**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.  
→ Condition est vérifiée

➤ **Condition 3**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1$$

$$0,8 < \frac{4,4}{2,7} = 1,62 < 1,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Condition 4**

Fissuration peu nuisible ..... Non vérifiée

**Note :** Nous utilisons la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée)

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Méthode de CAQUOT :**

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT. Pour les autres on utilise la méthode forfaitaire.

Tab III.1: Méthode de CAQUOT.

Moment isostatique $M_o$	$\frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée $M_t$	$\frac{ql^2}{8} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$	
longueurs fictives $l'$	Travée de rive	$l$
	Travée intermédiaire	$0.8 l$
Moment à l'appui $M_a$	Appuis de rives	0
	Appuis intermédiaires	$(q_w l_w^3 + q_e l_e^3) / (8.5(l_w + l_e))$
Effort tranchant $T$	$T_w$	$\left(\frac{ql}{2}\right) + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$
	$T_e$	$-\left(\frac{ql}{2}\right) + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$

Calcul des moments à ELU

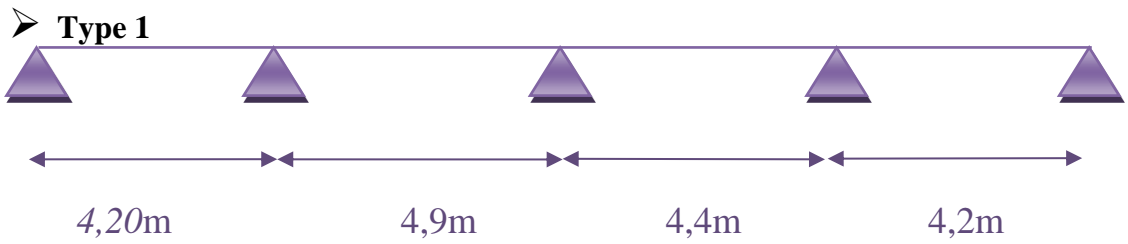


Fig .III.8: poutrelle à 4 travées

	AB	BC	CD	DE	
<b>Portée l (m)</b>	4,2	4,9	4,40	4,2	
<b>Portée fictive l<sub>0</sub> (m)</b>	4,2	3,92	3,52	4,2	
<b>Charge permanente g (kN/m)</b>	3,59	3,59	3,59	3,59	
<b>Charge exploitation q (kN/m)</b>	0,975	0,975	0,975	0,975	
<b>Chargée C 1,35g+1,5q (kN/m)</b>	6,30	6,30	6,30	6,30	
<b>Déchargée D 1,35 g (kN/m)</b>	4,84	4,84	4,84	4,84	
<b>M<sub>a</sub> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	0	-12,26	-10,34	-11,30	0
<b>M<sub>a</sub> cas 2 : CDDC (kN.m)</b>	0	-10,98	-7,94	-10,32	0
<b>M<sub>a</sub> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	0	-10,69	-10,34	-9,65	0
<b>M<sub>0</sub> ; Chargée (kNm)</b>	13,89	18,90	15,24	13,89	
<b>M<sub>0</sub> ; Déchargée (kNm)</b>	10,67	14,52	11,71	10,67	
<b>M<sub>t</sub> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	8,43	7,61	4,42	8,81	
<b>M<sub>t</sub> cas 2 : CDDC (kNm)</b>	9,94	3,86	1,38	9,20	
<b>M<sub>t</sub> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	5,99	9,69	6,53	6,39	
<b>M<sub>a</sub> max (kNm)</b>	0	-12,26	-10,34	-11,30	0
<b>M<sub>t</sub> max (kNm)</b>		9,94	9,69	6,53	9,20

Type 2

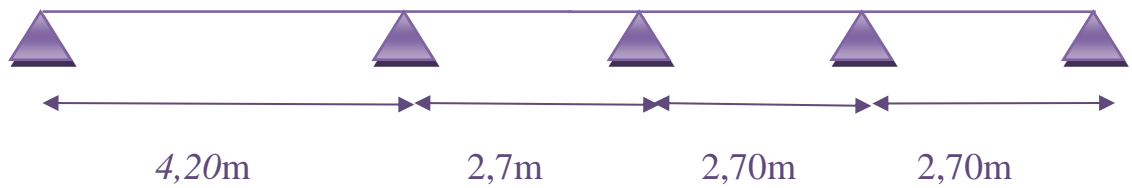


Fig .III.9: poutrelle à 4 travées

	AB	BC	CD	DE	
<b>Portée l (m)</b>	4,4	2,7	2,7	2,7	
<b>Portée fictive l<sub>0</sub> (m)</b>	4,4	2,16	2,16	2,7	
<b>Charge permanente g (kN/m)</b>	3,59	3,59	3,59	3,59	
<b>Charge exploitation q (kN/m)</b>	0,975	0,975	0,975	0,975	
<b>Chargée C 1,35g+1,5q (kN/m)</b>	6,30	6,30	6,30	6,30	
<b>Déchargée D 1,35 g (kN/m)</b>	4,84	4,84	4,84	4,84	
<b>M<sub>a</sub> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	0	-10,76	-3,45	-4,53	0
<b>M<sub>a</sub> cas 2 : CDDC (kN.m)</b>	0	-10,49	-2,65	-3,48	0
<b>M<sub>a</sub> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	0	-7,98	-3,45	-3,84	0
<b>M<sub>0</sub> ; Chargée (kNm)</b>	15,24	5,74	5,74	5,74	
<b>M<sub>0</sub> ; Déchargée (kNm)</b>	11,71	4,41	4,41	4,41	
<b>M<sub>t</sub> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	10,33	-0,78	1,76	3,69	
<b>M<sub>t</sub> cas 2 : CDDC (kNm)</b>	10,44	-1,29	1,35	2,84	
<b>M<sub>t</sub> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	8,05	0,24	2,09	2,69	
<b>M<sub>a</sub> max (kNm)</b>	0	-10,76	-3,45	-4,53	0
<b>M<sub>t</sub> max (kNm)</b>	10,44	-1,29	2,09	3,69	

Type 3



Fig. III.10: poutrelle à 2 travées

	AB		BC	
Portée l (m)	4,4		1,3	
Portée fictive $l_0$ (m)	4,4		1,3	
Charge permanente g (kN/m)	3,59		3,59	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975		0,975	
Chargée C $1,35g+1,5q$ (kN/m)	6,30		6,30	
Déchargée D $1,35 g$ (kN/m)	4,84		4,84	
$M_a$ cas 1 : CCC (kNm)	0	-11,36	0	
$M_a$ cas 2 : DCD (kNm)	0	-11,29	0	
$M_a$ cas 3 : CDC (kNm)	0	-8,79	0	
$M_o$ ; Chargée (kNm)	15,24		1,33	
$M_o$ ; Déchargée (kNm)	11,71		1,02	
$M_t$ cas1 : CC( kNm)	10,08		1,71	
$M_t$ cas 2 : DC (kNm)	10,1		3,18	
$M_t$ cas 3 : CD (kNm)	7,72		0,56	
$M_a$ max (kNm)	0	-11,36	0	
$M_t$ max (kNm)	10,11		3,18	



➤ Calcul des moments à ELS

Type 1

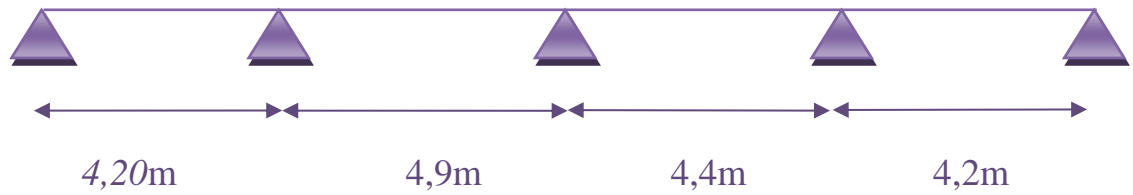


Fig.III.11 : poutrelle à 4 travées

	AB	BC	CD	DE	
<b>Portée l (m)</b>	4,2	4,9	4,40	4,2	
<b>Portée fictive l<sub>0</sub> (m)</b>	4,2	3,92	3,52	4,2	
<b>Charge permanente g (kN/m)</b>	3,59	3,59	3,59	3,59	
<b>Charge exploitation q (kN/m)</b>	0,975	0,975	0,975	0,975	
<b>Chargée C 1,35g+1,5q (kN/m)</b>	4,56	4,56	4,56	4,56	
<b>Déchargée D 1,35 g (kN/m)</b>	3,59	3,59	3,59	3,59	
<b>M<sub>a</sub> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	0	-8,87	-7,48	-8,17	0
<b>M<sub>a</sub> cas 2 : CDDC (kN.m)</b>	0	-8,02	-5,89	-7,53	0
<b>M<sub>a</sub> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	0	-7,83	-7,48	-7,08	0
<b>M<sub>0</sub> ; Chargée (kNm)</b>	10,05	8,75	7,06	10,05	
<b>M<sub>0</sub> ; Déchargée (kNm)</b>	7,91	6,89	5,56	7,91	
<b>M<sub>t</sub> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	6,10	0,588	-0,76	6,38	
<b>M<sub>t</sub> cas 2 : CDDC (kNm)</b>	6,44	-0,02	-1,11	6,63	
<b>M<sub>t</sub> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	4,47	1,09	-0,21	4,76	
<b>M<sub>a</sub> max (kNm)</b>	0	-8,87	-7,48	-8,17	0
<b>M<sub>t</sub> max (kNm)</b>	6,44	1,09	1,11	6,63	

Type 2

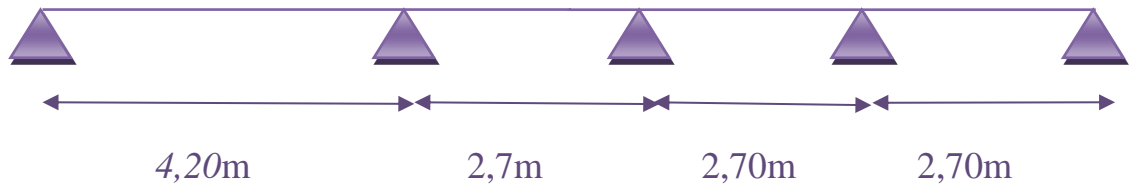


Figure III.12: poutrelle à 4 travées

	AB	BC	CD	DE	
<b>Portée l (m)</b>	4,4	2,7	2,7	2,7	
<b>Portée fictive <math>l_0</math> (m)</b>	4,4	2,16	2,16	2,7	
<b>Charge permanente g (kN/m)</b>	3,59	3,59	3,59	3,59	
<b>Charge exploitation q (kN/m)</b>	0,975	0,975	0,975	0,975	
<b>Chargée C <math>1,35g+1,5q</math> (kN/m)</b>	4,56	4,56	4,56	4,56	
<b>Déchargée D <math>1,35 g</math> (kN/m)</b>	3,59	3,59	3,59	3,59	
<b><math>M_a</math> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	0	-7,79	-2,50	-3,23	0
<b><math>M_a</math> cas 2 : CDDC (kN.m)</b>	0	-7,61	-1,97	-3,00	0
<b><math>M_a</math> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	0	-6,30	-2,5	-2,82	0
<b><math>M_0</math> ; Chargée (kNm)</b>	11,03	4,15	4,15	4,15	
<b><math>M_0</math> ; Déchargée (kNm)</b>	8,68	3,27	3,27	3,27	
<b><math>M_t</math> cas 1 : CCCC (kNm)</b>	7,47	-0,57	1,29	2,69	
<b><math>M_t</math> cas 2 : CDDC (kNm)</b>	7,55	-0,91	0,80	2,78	
<b><math>M_t</math> cas 3 : DCCD (kNm)</b>	5,90	-0,03	1,49	2,01	
<b><math>M_a</math> max (kNm)</b>	0	-7,79	-2,5	-3,23	0
<b><math>M_t</math> max (kNm)</b>	7,55	0,91	1,49	2,78	

Type 3



Fig.III.13: poutrelle à 2 travées

	AB	BC	
Portée l (m)	4,4	1,3	
Portée fictive l <sub>0</sub> (m)	4,4	1,3	
Charge permanente g (kN/m)	3,59	3,59	
Charge exploitation q (kN/m)	0,975	0,975	
Chargée C 1,35g+1,5q (kN/m)	4,56	4,56	
Déchargée D 1,35 g (kN/m)	3,59	3,59	
M <sub>a</sub> cas 1 : CC (kNm)	0	-8,22	0
M <sub>a</sub> cas 2 : DC (kNm)	0	-6,51	0
M <sub>a</sub> cas 3 : CD (kNm)	0	-8,18	0
M <sub>0</sub> ; Chargée (kNm)	11,03	0,96	
M <sub>0</sub> ; Déchargée (kNm)	8,68	0,75	
M <sub>t</sub> cas1 : CC( kNm)	7,30	1,24	
M <sub>t</sub> cas 2 : DC (kNm)	5,73	1,02	
M <sub>t</sub> cas 3 : CD (kNm)	7,31	2,23	
M <sub>a</sub> max (kNm)	0	-8,22	0
M <sub>t</sub> max (kNm)	7,31	2,23	

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e + M_w}{I}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e + M_w}{I}$$

ELU :

$$T_w = \frac{6,30 \times 4,9}{2} + \frac{-12,26}{4,9} = 12,93$$

$$T_e = -\frac{6,30 \times 4,9}{2} + \frac{-12,26}{4,9} = -17,93$$

ELS :

$$T_w = \frac{4,56 \times 4,9}{2} + \frac{-8,87}{4,9} = 9,36$$

$$T_e = -\frac{4,56 \times 4,9}{2} + \frac{-8,87}{4,9} = -12,98$$

Tab.III.2 : Récapitulatif du calcul  $M_{max}$  et l'effort tranchant

Moment sur appuis (kNm)		Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kNm)			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
-12,26	-8,87	10,44	7,55	12,93	-17,93	9,36	-12,98

➤ Calcul du ferrailage

La poutrelle sera calculée comme une section en T<sub>e</sub> dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$H=21$  cm ;  $h_0=5$ cm ;  $b=65$ cm ;  $b_0=12$ cm ;  $d=0,9h=18,9$  cm,

$\sigma_{bc}=14,17$ MPa ;  $f_e=400$ MPa ;  $f_{c28}=25$ MPa ;  $f_{t28}=2,1$ MPa

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

ELU :  $M_{Tu\ max} = 10,44$  kNm

$M_{au\ max} = 12,26$  kNm

ELS :  $M_{Tser\ max} = 7,55$  kNm

$M_{aser\ max} = 8,87$  kNm

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

ELU		
	En travée	Aux appuis
$M_u$ (KN.m)	10,44	12,26
$M_0$ (KN.m)	$M_0=b \cdot h_0 \cdot \sigma_{b\ adm} \cdot (d-(h_0/2)) = 76.14$	
	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire ( $b \cdot h$ )= (65*21) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire ( $b \cdot h$ )= (12*21) $\Rightarrow$ calcul en flexion simple
$\mu$	0.031	0.228
$\mu_1$	0.392	
$\mu < \mu_1$	CV	CV
$\alpha_u$	0,039	0,045
$z$	18,60	18,55
$A$ (cm <sup>2</sup> )	1.61	1,89
Le choix	Choix :3T10 ( $A_s=2,35$ cm <sup>2</sup> )	2T14 ( $A_s=3,08$ cm <sup>2</sup> )
$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$	1.49	0.2753
$A_{min} < A_s$	CV	CV

Après les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

**Tab.III.3** : Ferrailages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	$A_t=3HA10$	$A_a=2HA14$

**Vérification au cisaillement :**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 * d} = \frac{17,93 * 10^3}{120 * 189} = 0.790 MPa \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right] = 3.33 MPa$$

**Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$  [4]

➤ **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$  (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ;  $c=c'=2,1\text{ cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui

suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tab.III.4:** Vérification de la contrainte de béton.

	En travée	Aux appuis
$A_s (cm^2)$	<b>2,35</b>	3,07
$M_{ser} (kN.m)$	<b>7,55</b>	8,87
$\sigma_{adm} (Mpa)$	15	
$y_1 (cm)$	4.01	4.53
$I_G (cm^4)$	9195,129	11519.40
$\sigma_b (Mpa)$	3.29	3.48
$\sigma_b \leq \sigma_{adm}$	CV	CV

➤ **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

**Avec:**

**h =21cm ; b<sub>0</sub>=12cm ; d=18,9cm ; L=4.4m ; M<sub>tser</sub>=7,55kN.m ; A<sub>s</sub>=2,35cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub>=400MPa.**

Alors:

$\frac{h}{L} = 0,0477 > 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0103 < 0,0105 \dots \dots \dots vérifiée$

$\frac{h}{L} = 0,0477 > 0,04 \dots \dots \dots vérifiée$

**Alors:**

Puisque (01) condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

Tel que :

$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L \geq 5,00$  m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$  Si  $L < 5,00$  m

Donc :  $\bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88cm$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Position de l'axe neutre « y » :**

$$y = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left( \frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I »:**

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

**Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tab.III.5:**Calcul de la flèche.

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
7.55	2,35	7.20	0,010	169.98	4.11	1.64	0,58	23236,58	7553,68	11908.82

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10819MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,61 \text{ cm} \quad . (L = 4.40 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,14 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,53 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance Fe400 (fe=400MPa)

**Selon [3] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

✓ **Selon [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm} ; 1,4 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm})$$

On adopte :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

**Choix des armatures :**

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \tau_u = 0,79 \text{ MPa}$$



Selon [3] :

$$\begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 6 \times 10^{-3} cm \\ \bullet S_t \leq 17.01 cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012 cm \end{cases}$$

Selon [1] :

$$\begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 cm \\ \bullet S_t \leq 5,25 cm \dots\dots\dots Zone nodale . \\ \bullet S_t \leq 10,5 cm \dots\dots\dots Zone courante. \end{cases}$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 cm$$

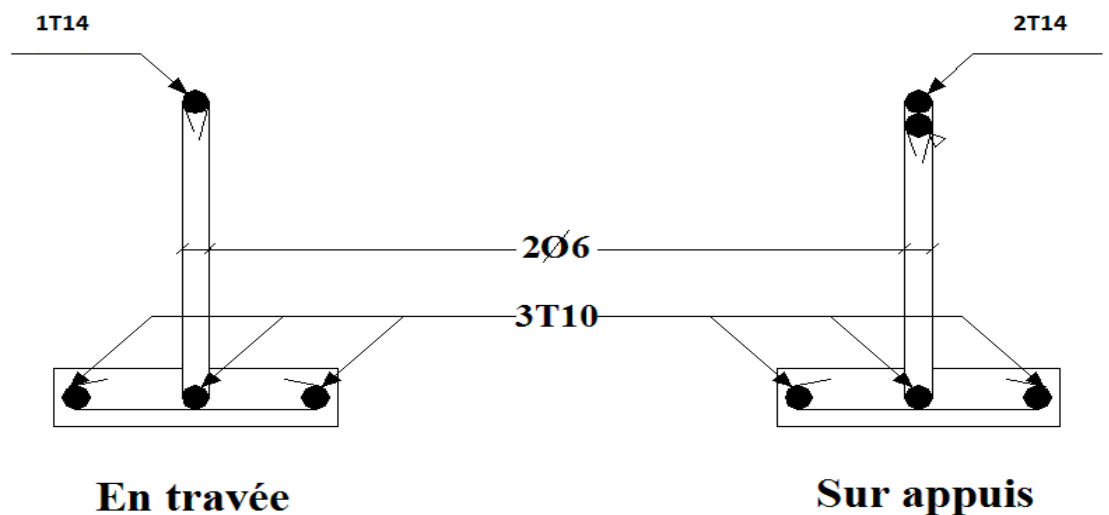
Donc :

$$\begin{cases} S_t = 5 cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10 cm \dots\dots\dots Zone courante \end{cases}$$

Donc:  $S_t=15 cm$

**Tableaux III.6 :** Les armatures transversales dans les poutrelles et leurs espacements.

<i>A transversales</i>	<i>espacement</i>
2Ø6	15cm



**Fig III.14:** Ferrailage des poutrelles.

III.3.3 Etude de la dalle de compression

III.3.3.1 Ferrailage de la dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

Le quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$Si : \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} & \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_c} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}). \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} & \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_c} \end{cases}$$

Avec :

- $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).
- $A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- $A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).
- $A_2 = A_1 / 2$
- $F_e = 400 \text{ MPa}$
- On a :  $L_1 = 65 \text{ cm}$

On obtient :  $A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

B. Armatures de répartition :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte des treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens :

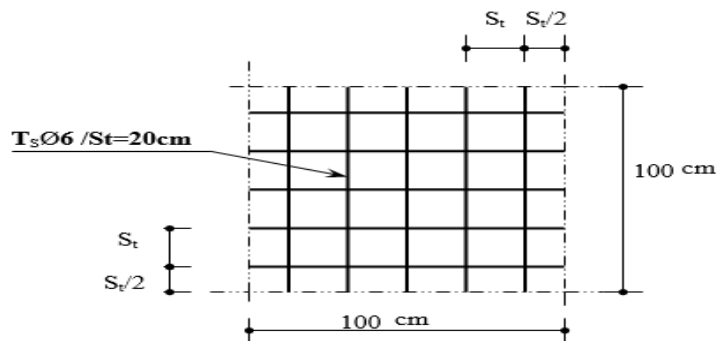
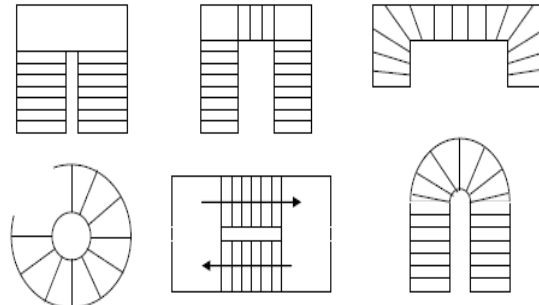


Fig.III.15: Disposition constructive des armatures de la table de compression

**III.4 ESCALIER**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.



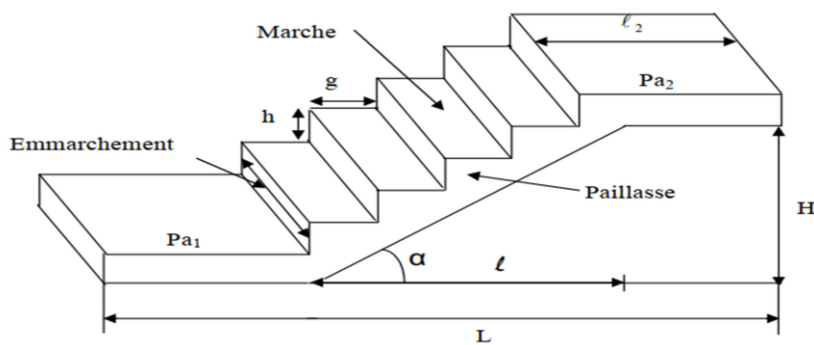
**Figure.III.16:** Types des escaliers

La figure suivant donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure donne quelques exemples

**III.4.1 Définition d'un élément d'escalier**

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.



**Figure.III.17 :** Les éléments de l'escalier

III.4.2 Calcul des escaliers

➤ Escalier à deux volée

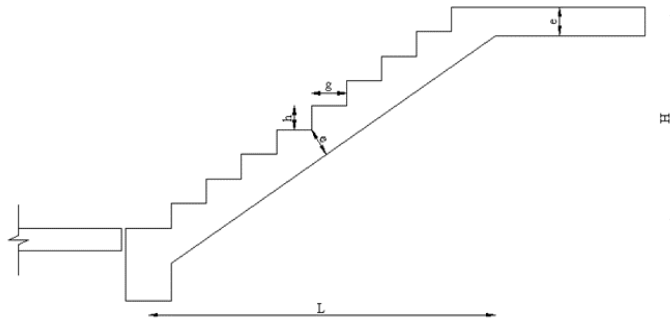


Figure III.18 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

n : Le nombre des contre marches

n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0 \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

- n : La racine de l'équation

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée :

Les valeurs de **H** et **L**

H=153cm ; L=240cm

$$64n^2-640n+306=0$$

**Solution**

- n1=0,50

- n2=9

On prend :

- Le nombre de contre marche ..... n=9
- Le nombre des marches .....n-1=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

**Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$$

- ✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,5 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 1,5 = 4,34m$$

$$14,46 \leq e \leq 21,7cm$$

On prend : e=20 cm

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

- ✓ Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 32,51 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

### III.4.3 Evaluation des charges

#### III.4.3.1 Palier

##### A. Charges permanentes

- ✓ Carrelage (e=2cm) ..... 0,50KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose (e=2cm) ..... 0,40KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Lit de sable (e=3cm) ..... 0,54KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Dalle pleine (e=21cm) ..... 5,25kN/m<sup>2</sup>
- ✓ Enduit en ciment (e=2cm) ..... 0.36KN/m<sup>2</sup>

$$G_1=6,80KN/m^2$$

##### B. Charge d'exploitation

$$Q_1=2,50KN/m^2$$

#### III.4.3.2 Paillasse

##### A. Charge permanentes

- ✓ Poids propre de la paillasse  $\left(\frac{25 \times 0,21}{\cos 32,51}\right) =$  ..... 6,22KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Carrelage (e=2cm) ..... 0,50KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Mortier de pose (e=2cm) ..... 0,40KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Poids propre de la marche  $\frac{25 \times 0,17}{2} =$  ..... 2,13KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Garde-corps ..... 1,00KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Enduit en ciment (e=2cm) ..... 0,36KN/m<sup>2</sup>

$$G_2=10,31KN/m^2$$

##### B. Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50KN/m^2$$

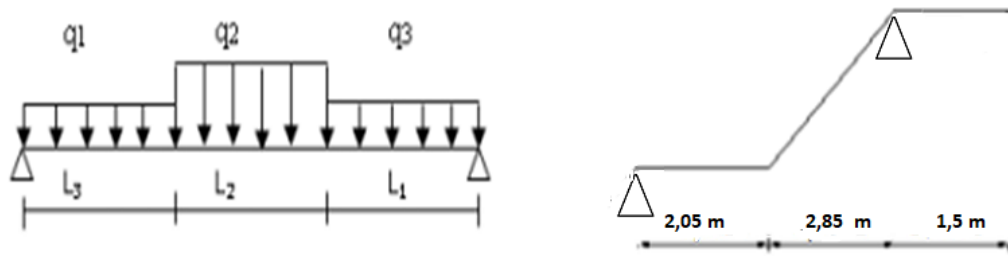


Fig.III.19 : Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée

Combinaison des charges

	Palier 1	Paillasse	Palier 2
E.L.U : $N_u = 1,35G + 1,5Q$ (kN/ml)	$N_u = 1,35 \times 6,80 + 1,5 \times 2,5 = 12,93$	$N_u = 1,35 \times 10,31 + 1,5 \times 2,50 = 17,66$	$N_u = 1,35 \times 6,80 + 1,5 \times 2,50 = 12,93$
E.L.S : $N_s = G + Q$ (kN/ml)	$N_s = 6,80 + 2,5 = 9,3$	$N_s = 10,31 + 2,5 = 12,81$	$N_s = 6,80 + 2,5 = 9,3$

Tab.III.7 : Récapitulation les résultats de combinaison des charges

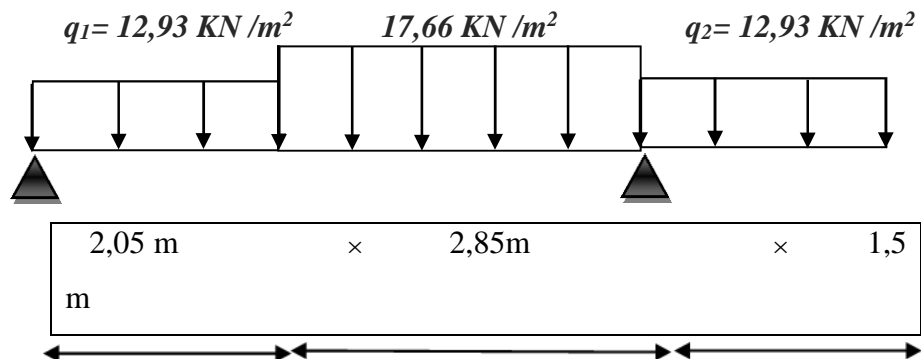
Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tab.III.8 : Calcul des sollicitations d'escalier étage courant

	Palier 1	Paillasse	Palier 2
ELU(kN/ml)	12,93	17,66	12,93
ELS(kN/ml)	9,3	12,81	9,3

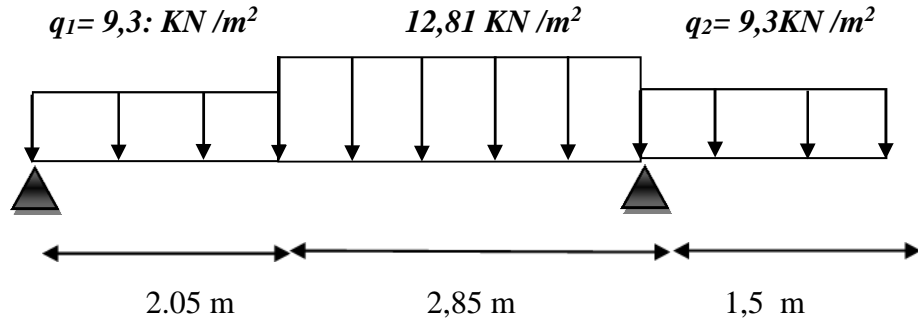
3.4.4 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant

➤ A'ELU :



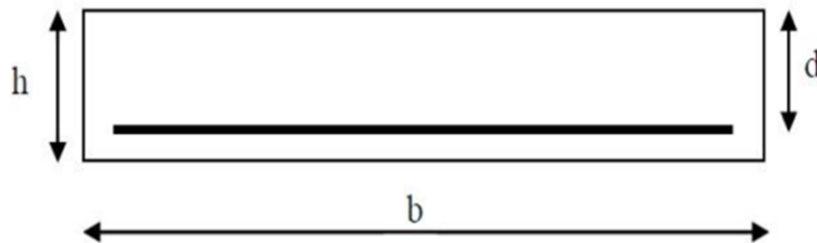
- Moment isostatique :  $M_U = 40,78$  kNm
- Effort tranchant :  $T_U = 44,20$  K

- **En appuis :**
    - $M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 30,10 = 20,39 \text{KNm}$
  - **En travée :**
    - $M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 30,10 = 34,66 \text{KNm}$
- **ELS:**



- Moment isostatique :  $M_{SER} = 29,54 \text{KN.m}$
- Effort tranchant :  $T_{SER} = 32,01 \text{KN}$
- **En appuis :**
  - $M_a = 0,5 \times M_s = 0,5 \times 10,56 = 17,77 \text{KNm}$
- **En travée :**
  - $M_t = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 10,56 = 25,10 \text{KNm}$

**III.4.5 Ferrailage de l'escalier**



- ✓ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)  
Tel que :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$
- ✓ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25 \text{MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,10 \text{MPa}$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $d=0,9h=18,9$

$\sigma_s = 348 \text{MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_e=400 \text{MPa}$

**Tableau III.9** : Ferrailage de l'escalier

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}/ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}/ml$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	34,66	0,068	Oui	0	0,088	18,23	5,51	5T12	<b>5,65</b>
<b>Appuis</b>	20,39	<b>0,040</b>	<b>Oui</b>	<b>0</b>	<b>0,051</b>	<b>18,51</b>	<b>3,16</b>	<b>5T10</b>	<b>3,93</b>

**Vérifications**

**Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,28 \text{ cm}^2$$

- ✓ En travée :  $A_s = 5,65 \text{ m}^2 > A_s^{min2}$  vérifiée
- ✓ Sur appui :  $A_s = 3,16 \text{ cm}^2 > A_s^{min2}$  vérifiée

❖ **Espacement**

- ✓ En travée :  $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$
- ✓ Sur appui :  $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

❖ **Armature de répartition**

✓ En travée :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01 cm<sup>2</sup>

Avec :  $e_{sp} \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

- Sur appui :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T6=1,13 cm<sup>2</sup>

Avec :  $e_{sp} \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

Esp = 25cm < Min(3h; 33cm) = 33cm.....Vérifié e

**Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{44,20 \times 10^3}{1000 \times 189} = 0.233 \text{ MPA} \dots\dots\dots \tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

✓ Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

✓  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = -195541,32\text{KN} < 0$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.



➤ **Vérification des armatures transversales**

Vérifiée

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,233 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifie}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2,1 \text{ cm} ; d= 18,9 \text{ cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$$

Nous devons vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.10 : Vérification à l'E.L.S**

	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KNm)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b>	
<b>Travée</b>	25,10	5,65	4,87	20532,30	5,95	Vérifiée	
<b>Appui</b>	17,77	3,93	4,16	15207,63	4,86	Vérifiée	

**Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{21}{640} = 0,0328 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 18,9} = 0,00298 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0328 \geq 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub>**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

Moment d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E<sub>i</sub> = 32164,20MPa ; E<sub>v</sub> = 10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tab III.11** : Vérification de la flèche de l'escalier

M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
25,10	5,65	0,003	235,05	7	2,70	0,253	82426,80	32720,85	48973,20

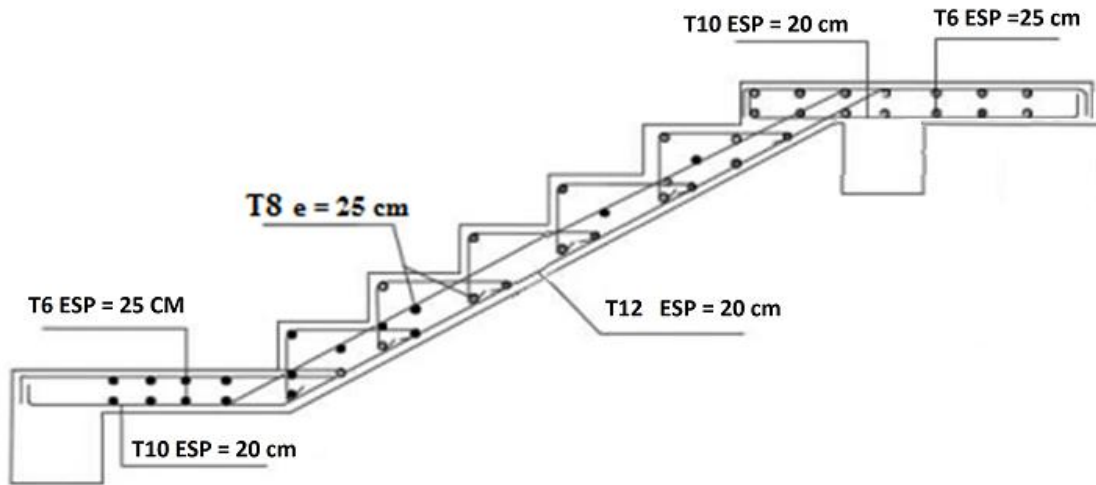
Le résultat final de la flèche :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,97 \\ f_v = 1,95m \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,98cm$$

$$L = 640 > 500$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{640}{1000} = 1,14 cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,98cm < \bar{f} = 1,14cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$



FigIII.20 Ferraillage de l'escalier.

**III.5 Les balcons**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur  $h=1\text{m}$  en brique creuse de  $10\text{cm}$  d'épaisseur L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $e=15\text{cm}$

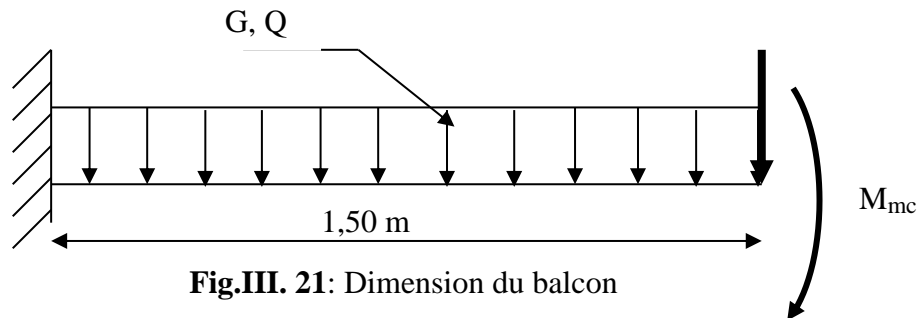


Fig.III. 21: Dimension du balcon

**III.5.1 Calcul des charges sollicitant le balcon**

**III.5.2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation**

Nous considérons une bande de  $1\text{m}$  de balcon.

➤ **Charge permanente**

- Carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) .....  $0,40\text{KN/m}^2$
- Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) .....  $0,40\text{KN/m}^2$
- Lit de sable ( $e=3\text{cm}$ ) .....  $0,54\text{KN/m}^2$
- Dalle pleine ( $e=15\text{cm}$ ) .....  $3,75\text{KN/m}^2$
- Enduit en ciment ( $e=2\text{cm}$ ) .....  $0.36\text{KN/m}^2$

**$G_1=5,45\text{KN/m}^2$**

➤ **Charge d'exploitation**

**$Q = 3,5 \text{ kN/m}$**

➤ **Charge concentrée**

- Enduit de ciment .....  $0,36 \text{ kN/m}^2$
- Maçonnerie (ép =  $10 \text{ cm}$ ) .....  $0,90 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment .....  $0,36 \text{ kN/m}^2$

**$\Sigma F = 1,62 \text{ kN/m}^2$**

➤ **Moment dû à la main courante**

✓  $M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$

**Combinaison des charges**

➤ **A P'ELU**

- Dalle :  $qu_1=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5,45+1,5 \times 3,5=12,60\text{KN/ml};$
- Garde-corps:  $qu_2=1,35G_1=1,35 \times 1,62=2,187 \text{ KN/ml.}$
- Main courante :  $qu_3 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml.}$

➤ A l'ELS

- Dalle :  $q_{s1} = 5.45 + 3.5 = 8.95 \text{ kN/ml}$ .
- Garde-corps  $q_{s2} = 1.62 \text{ kN/ml}$ .
- Main courante  $q_{s3} = 1 \text{ kN/ml}$ .

Tableau III.12: Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	ELU	ELS
q(kN/ml)	12,60	8.95
F(kN)	2,187	1,62
$M_{mc}$	1,50	1,00

Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

✓ **Moment fléchissant**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$

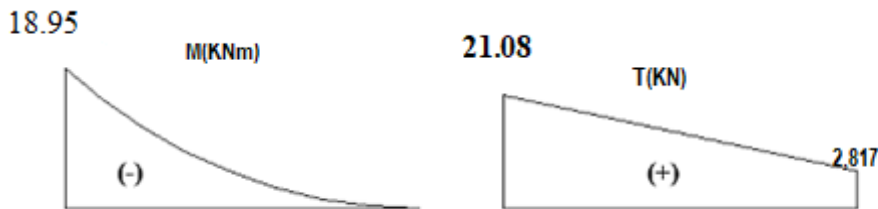
✓ **Effort tranchant**  $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.13 : Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	18.95	13.49
T (kN)	21,08	15.045

• Diagramme des efforts internes :

➤ A l'ELU :



➤ A l'ELS :

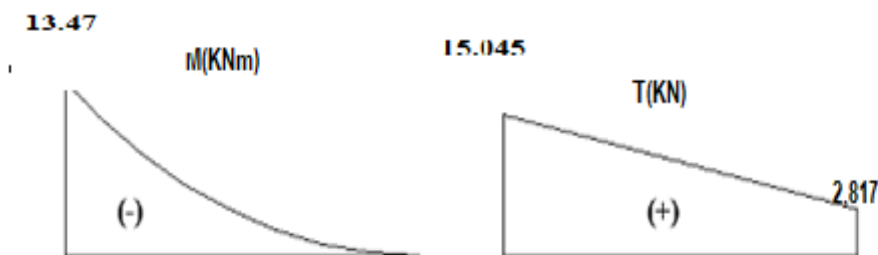


Figure III.22: Diagrammes des efforts internes

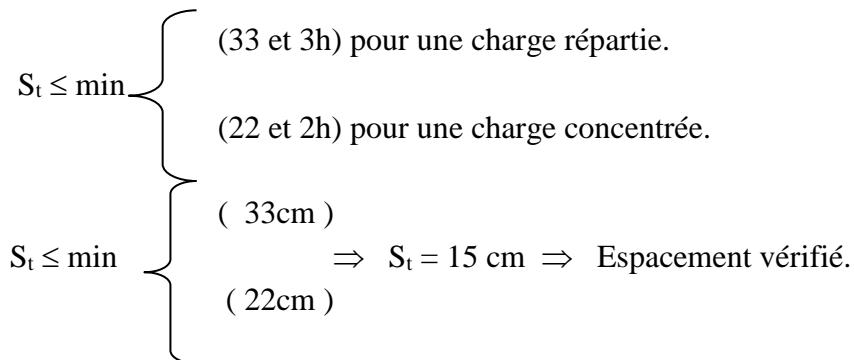
**Calcul de ferrailage**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$   
 $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Mu (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	le choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	esp (cm)
18.95	0,073	OUI	0	0,094	12,04	4.19	7T10	5,5	15

**Tab III.14 : Ferrailage du Balcon**



✓ **Armatures de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,75 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 5T8/ml = 2,51 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 20 cm

**III.5.2 Vérifications**

**III.5.2.1 Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.50 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.5.3.2 Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21.08 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,156 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Alors :  $\tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**III.5.2.2 Vérification vis-à-vis de l'ELS**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

✓ **Vérification des contraintes**

➤ **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

➤ **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

**Avec:** n=15 ; c'=5cm ; d=13.5cm ; b=100cm ; A'\_s=0 ; η = 1,6 (H.A)

On doit vérifier que:

$$\sigma_b = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) (d - y) \leq \sigma_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

**Exemple de calcul de Y**

$$Y : b/2 \cdot y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$100/2 y^2 - 15 \times 5,50 (13,5 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 82,5 y - 1113,75 = 0 \implies \Delta = 479,12 \implies Y_1 = 3,96 \text{ cm} ; Y_2 = - 5,61 \text{ cm}$$

$$I : I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2$$

$$100/3 (3,96)^3 + 15 \times 5,50 (13,5 - 3,96)^2$$

$$\implies I = 9588,42 \text{ cm}^4$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15 : Vérification des contraintes.**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> < σ̄ <sub>b</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> < σ̄ <sub>s</sub>
12,04	5,50	3,96	9588,42	5,57	15	vérifié	179,68	201,63	vérifié

**III.5.2.2 Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,10 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00407 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,10 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

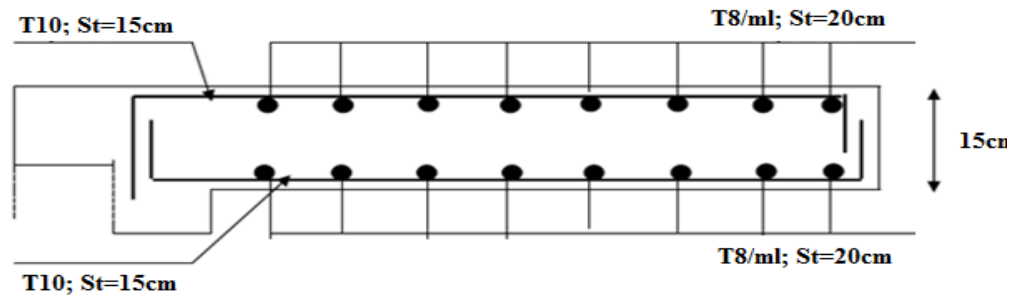


Fig III.23 : ferrailage de balcon



**IV.1. INTRODUCTION**

Le séisme provoqué par le mouvement de la terre est un événement naturel qui ne menace la vie humaine que dans de rares cas tels qu'un glissement de terrain ou de grandes vagues destructrices. Le véritable danger posé par le séisme provient de son effet sur les structures.

Le but de la conception d'un bâtiment résistant aux séisme est d'assurer la survie et la sécurité de la vie sans migration lors du séisme le plus grave prévu dans la région où le bâtiment est construit pendant sa durée de vie.

**IV.2.1-Objectif de l'Etude Sismique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

**IV.2.2 Modélisation de La Structure Etudier**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires

**IV.2.3.Choix de La Methode De Calcule**

Les Règles Parasismiques Algériennes [1] proposent trois méthodes de calcul des sollicitations qui sont :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.2.3.1 La méthode statique équivalente****✓ Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### ✓ Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à **65m** en zones **I** et **II** et à **30m** en zones **III**.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes

### ✓ Zone III

- **Groupe d'usages 3 et 2** : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- **Groupe d'usage 1B** : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Groupe d'usage 1A** : si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

Notre projet est :

- De forme irrégulière ;
- Implantée en Zone sismique III ;
- Groupe d'usage 2 ;
- Hauteur totale égale à 28.56m.

Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, c'est pour cela l'étude sismique sera conduite par l'analyse modale spectrale qui a été faite avec le logiciel de calcul « SAP2000 v14.2.2 ».

### IV.3.2. La méthode dynamique modale spectrale [1] (Art 4.3)

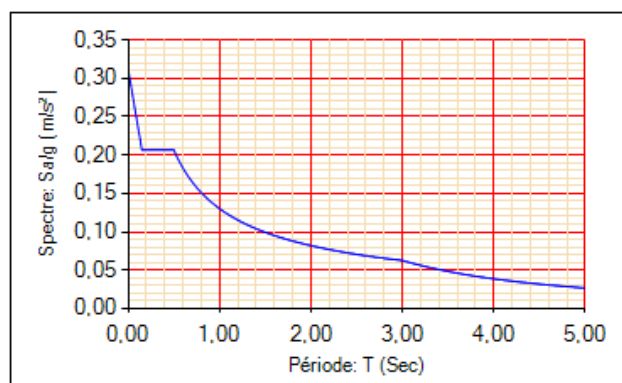
#### Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

#### Le Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul (**Equation 4.13**) [1]

Représentation graphique du spectre de réponse



**Fig .IV.1** : Spectre de réponse.

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur, ( $g = 9,81 \text{ N}$ )  
 $A$  : coefficient d'accélération de zone,

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement,

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système d contreventement.  
 $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

$Q$  : Facteur de qualité

**a) Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales (suivant les axes centraux principaux des deux structures en plan) selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad [1]$$

❖ **A** : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0.25$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right.$

❖ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2) [1]$$

▶  $T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) [1]

Site meuble S3  $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$

▶  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$  (4.3) [1]

avec ;  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88$

▶ **Estimation de la période fondamentale de la structure** [1]

$$T = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} & (4.6) \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} & (4.7) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.439 \text{ s} \\ T_y = 0.579 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.2 \\ D_y = 1.995 \end{cases}$$

❖ **Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.15$$

$P_q$  Est la pénalité à retenir selon si le critère de qualité Q « est satisfait ou non ».

Tab.IV.1 : Facteur de Qualité Q

Critère q	P <sub>q</sub>			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	NonObservé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement.	-	0,05	-	0,05
2-Redondances en plan.	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan.	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation.	-	-	-	-
5-Contrôle de laqualité des matériaux.	0	-	0	-
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	-	0	-
<b>Total</b>	0,15		0,15	

-R : Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau (3.4) [1] en fonction du système de contreventement.

R = 4 Portiques contreventés par des voiles en béton armé « système 4b » (Art 3.4) [1]

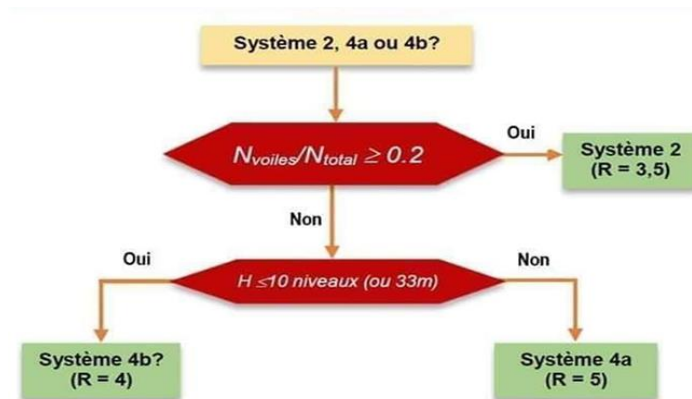


Fig.IV.2.:Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voile

-Le poids total de la structure W

Il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations [1] :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Wi : Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :  $W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau «  $i$  »

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

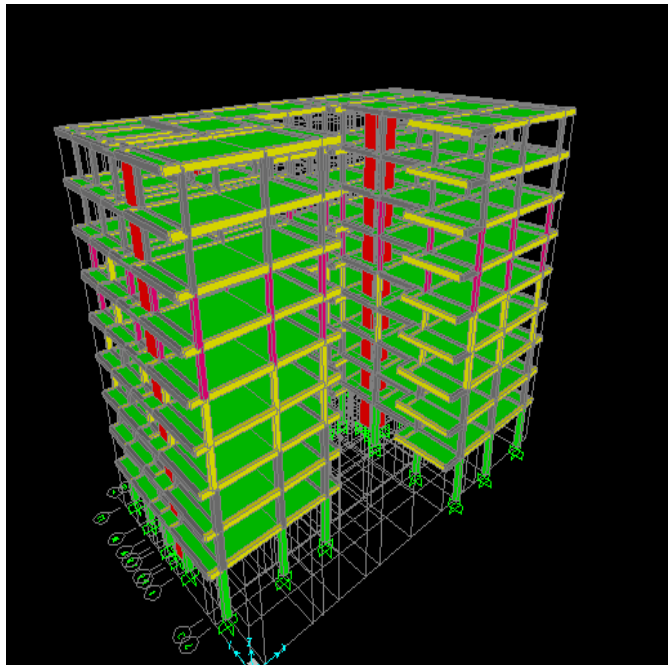
**Tab.IV.2** : Coefficients pour le calcul de la force sismique totale.

	A	D	Q	R	V
X	0.25	2.2	1.15	4	0.158W
Y		1.995	1.15		0.143W

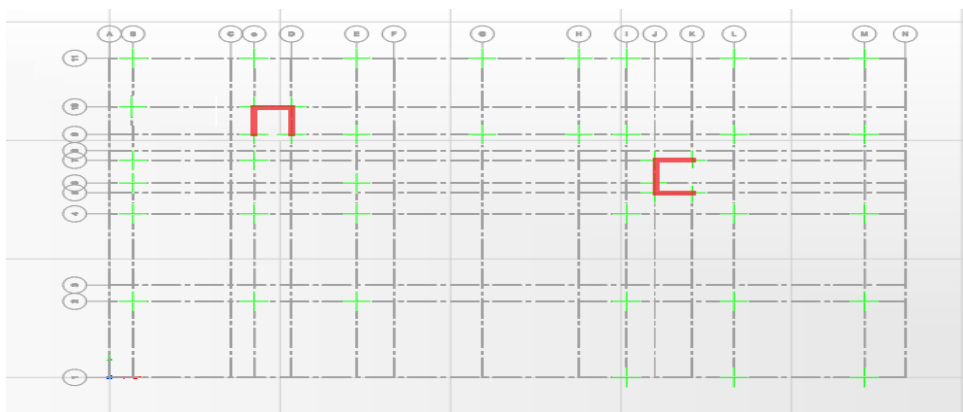
**RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE**

✓ **Modèle initial**

Il s'agit de considérer uniquement les voiles des deux ascenseurs :



**Fig .IV.3:** La structure modélisée avec logiciel SAP2000 (model initiale).



**Fig.IV.4** : Vue en plan du modèle initiale

IV3. Caractéristiques dynamiques propres du model initial

Tab.IV.3. : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1,375375	0,08622	0,34518	0,00000151	0,08622	0,34518	0,00000151
2	1,14793	0,63854	0,09266	0,00002485	0,72477	0,43784	0,00002636
3	0,899336	0,01767	0,3023	0,00000286	0,74244	0,74013	0,00002922
4	0,461232	0,01507	0,05371	0,000005086	0,75751	0,79385	0,00003431
5	0,365496	0,122	0,01846	0,00005686	0,87951	0,8123	0,00009116
6	0,336631	0,00596	0,00332	0,000002148	0,88547	0,81562	0,00009331
7	0,292515	0,00151	0,05318	0,00001642	0,88698	0,8688	0,00011
8	0,265557	0,00328	0,01363	0,000000097	0,89027	0,88243	0,00011
9	0,244196	0,00059	0,02218	0,000000058	0,89085	0,90461	0,00011
10	0,197903	0,00004267	0,00349	0,000000015	0,8909	0,9081	0,00011
11	0,192153	0,03336	0,00815	0,00006454	0,92425	0,91624	0,00018
12	0,185589	0,01437	0,00586	0,000008605	0,93863	0,92211	0,00018

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =1,37 sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11ème mode.
- Le 1er mode est un mode de rotation.
- Le 2ème mode est un mode de translation

Le 3ème mode est un mode de translation

Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation ,il faut ajouter des voille pour regidifier la structure

✓ **Résultantes des forces sismiques**

• **Vérification de l'effort tranchant**

- La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_E \geq 0,8 V_{statique}$$

Si  $V_E < 0,8 V_{statique}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r_x = 0,8V^x / V_t^x$$

Tab.IV.4 : Résultantes des forces sismiques.

$W$ ( $G + \beta Q$ )	38288,2	$V_x$	6049,53	$0.8 V_x$	4839,62	$F_1$	4095,63	$r_x$	<b>1,18</b>
		$V_y$	5360,34	$0.8 V_y$	4288,27	$F_2$	3861,50	$r_y$	<b>1,11</b>

**Vérification des déplacements inter étages**

Le déplacement horizontal de chaque niveau "k" de la structure est calculer come suit

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R: coefficient de comportement

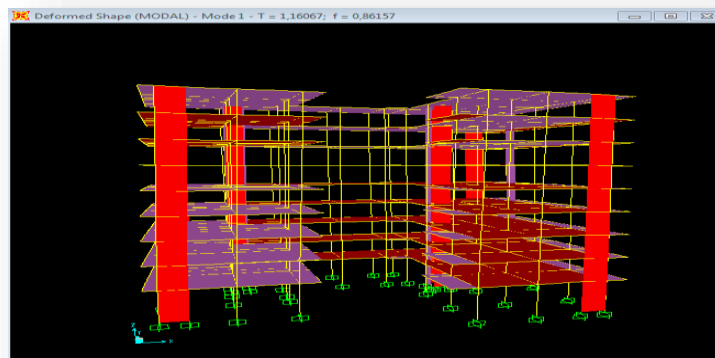
Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Tab.IV.5. :** Vérification des déplacements inter étages du modèle initial

NIV	$\delta_{eK}^x$ (m)	$\delta_{eK}^y$ (m)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	Dépl. Add	vérific ation	$\Delta_K^y$ (cm)	Dépl .Add	vérific ation
28.56	0,065	0,085	26,2	34,16	2,52	3,06	vérifiée	2,44	3,06	vérifiée
25.5	0,059	0,079	23,68	31,72	3	3,06	vérifiée	4	3,06	Non vérifiée
22.44	0,051	0,069	20,68	27,72	3,12	3,06	Non vérifiée	3,92	3,06	Non vérifiée
19.38	0,043	0,059	17,56	23,8	3,32	3,06	Non vérifiée	4,4	3,06	Non vérifiée
16.32	0,035	0,048	14,24	19,4	3,32	3,06	Non vérifiée	4,16	3,06	Non vérifiée
13.26	0,027	0,038	10,92	15,24	3,32	3,06	Non vérifiée	4,44	3,06	Non vérifiée
10.2	0,019	0,027	7,6	10,8	3,08	3,06	Non vérifiée	4,04	3,06	Non vérifiée
7.14	0,011	0,016	4,52	6,76	2,64	3,06	vérifiée	3,76	3,06	Non vérifiée
4.08	0,004	0,007	1,88	3	1,88	4,08	vérifiée	3	4,08	vérifiée

-Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité l de la structure on rajoutant des voiles on passe au 2eme model *2<sup>ème</sup> Modèle*



**Fig .IV.5. :** La structure modélisée avec logiciel SAP2000 (model 2).

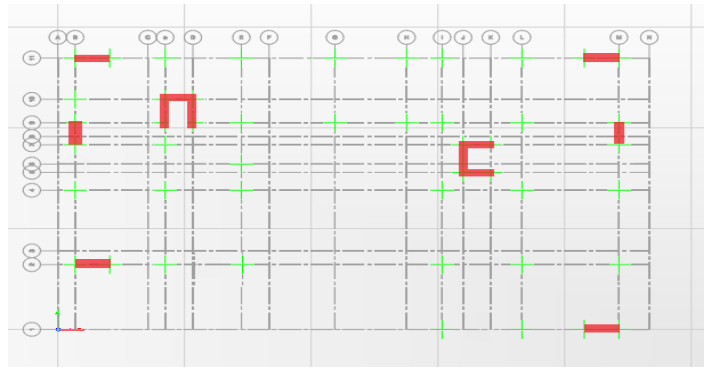


Fig .IV.6 : Vue en plan du 2emme modèle.

IV.4.Caractéristiques dynamique propres du 2<sup>ème</sup> Modèle

Tab.IV.6 : participation massique du 2<sup>ème</sup> Modèle.

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1,160669	0,02925	0,49809	1,584E-07	0,02925	0,49809	1,584E-07
2	0,988246	0,65593	0,06101	0,00003414	0,68519	0,5591	0,0000343
3	0,862519	0,03511	0,17798	0,000001367	0,7203	0,73708	0,00003567
4	0,352597	0,00423	0,09994	4,055E-07	0,72453	0,83702	0,00003607
5	0,289801	0,14184	0,01105	0,00009874	0,86637	0,84807	0,00013
6	0,259692	0,00929	0,03731	0,00001332	0,87566	0,88538	0,00015
7	0,169719	0,00064	0,03847	1,289E-07	0,8763	0,92385	0,00015
8	0,132669	0,0438	0,00311	0,00668	0,92011	0,92697	0,00683
9	0,128556	0,0074	0,00052	0,0627	0,9275	0,92749	0,06952
10	0,126149	0,00229	0,000002108	0,01251	0,92979	0,92749	0,08203
11	0,122009	0,00604	0,01335	0,00011	0,93583	0,94084	0,08214
12	0,10979	0,00003978	0,000002299	0,09575	0,93587	0,94084	0,17789

➤ L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,16\text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

-Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation ,il faut ajouterr des voile pour regidifier la structeur  
 Apres avoir etudier plusieurs cas de disposition des voilles dans la structeur ,nous obtenons le model 3 suivant .



➤ 3eme Modèle

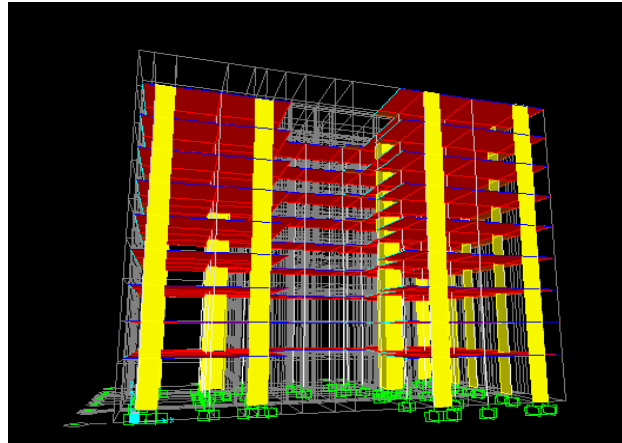


Fig.IV.7.: La structure modélisée avec logiciel SAP2000 (model 3).

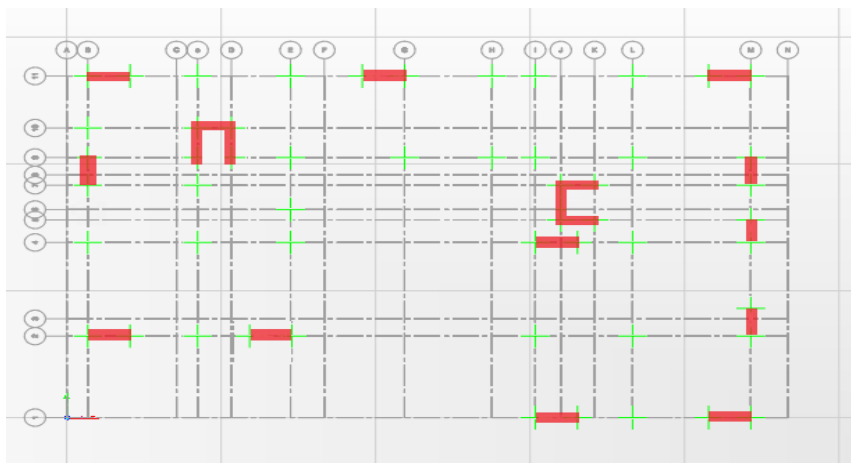


Fig .IV.8 : Vue en plan du 3eme modèle.

IV.5.Caractéristiques dynamique propres du 3<sup>ème</sup> Modèle

Tabl IV.7 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 3

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	<b>0,961975</b>	0,0009	<b>0,74007</b>	0,000001737	0,0009	0,74007	0,000001737
2	0,861226	<b>0,71419</b>	0,00098	0,00003471	0,71508	0,74104	0,00003645
3	0,798939	<b>0,00072</b>	<b>0,0009</b>	0,00000176	0,7158	0,74194	0,00003821
4	0,288589	0,00012	0,14369	0,00001476	0,71593	0,88563	0,00005297
5	0,245988	0,15381	0,00008718	0,00007362	0,86974	0,88572	0,00013
6	0,237309	0,00332	0,00026	0,00001045	0,87305	0,88598	0,00014
7	0,139068	2,087E-07	0,05393	0,000007108	0,87305	0,93991	0,00014
8	0,121007	0,00113	0,000001097	0,01148	0,87418	0,93991	0,01162
9	0,112923	0,01717	0,0004	0,00024	0,89135	0,94032	0,01186
10	0,109845	0,03763	0,0001	0,00444	<b>0,92898</b>	<b>0,94042</b>	0,0163

- ✓ L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
  - Une période fondamentale :  $T = 0,96\text{sec}$ .
  - La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.
  - Le 1er mode est un mode de translation.
  - Le 2ème mode est un mode de translation
  - Le 3ème mode est un mode de rotation
- ✓ **Résultantes des forces sismiques**
- **Vérification de l'effort tranchant**

Tab IV.8 : Résultats des forces sismiques.

<b>W</b> <b>(G + βQ)</b>	41215.598	<b>V<sub>x</sub></b>	6512,06	<b>0.8 V<sub>x</sub></b>	5209,65	<b>F<sub>1</sub></b>	4418.403	<b>r<sub>x</sub></b>	<b>1.179</b>
		<b>V<sub>y</sub></b>	5893,83	<b>0.8 V<sub>y</sub></b>	4715,06	<b>F<sub>2</sub></b>	4233.327	<b>r<sub>y</sub></b>	<b>1.113</b>

**-Vérification des déplacements inter étages**

Tableau. IV.9 : participation massique du 3ème Modèle

NIV	$\delta_{eK}^x$ (m)	$\delta_{eK}^y$ (m)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	Dépl. Add	Vérifica tion	$\Delta_K^y$ (cm)	Dépl Add	vérifica tion
28.56	0,046	0,053	18,51	21,40	2,11	3,06	vérifiée	1,83	3,06	vérifiée
25.5	0,040	0,048	16,39	19,57	2,23	3,06	vérifiée	2,15	3,06	vérifiée
22.44	0,035	0,043	14,16	17,41	2,34	3,06	vérifiée	2,45	3,06	vérifiée
19.38	0,029	0,037	11,82	14,95	<b>2,41</b>	3,06	vérifiée	2,70	3,06	vérifiée
16.32	0,023	0,030	9,40	12,25	2,39	3,06	vérifiée	2,84	3,06	vérifiée
13.26	0,017	0,023	7,01	9,40	2,29	3,06	vérifiée	2,88	3,06	vérifiée
10.2	0,011	0,016	4,7128	6,51	2,05	3,06	vérifiée	2,72	3,06	vérifiée
7.14	0,006	0,009	2,658	3,79	1,64	3,06	vérifiée	2,31	3,06	vérifiée
4.08	0,002	0,003	1,018	1,48	1,01	4,08	vérifiée	1,48	4,08	vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit .**

Outre les vérifications [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- $B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière
- $f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).
- Nd : l'effort normal maximal entre (G+Q ±Ex ; G+Q ±Ey )

Tableau IV.10: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

Niveau	Combinaison	Nd(kN)	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
28.56	$G + Q + Ex$	231.35	30 × 30	90000	0,103	vérifiée
25.5	$G + Q + Ex$	387.172	30 × 30	90000	0,172	vérifiée
22.44	$G + Q + Ex$	583.467	35 × 35	122500	0,191	vérifiée
19.38	$G + Q + Ex$	787.749	35 × 35	122500	0,257	vérifiée
16.32	$G + Q + Ex$	1005.51	40 × 40	160000	0,251	vérifiée
13.26	$G + Q + Ex$	1231.276	40 × 40	160000	0,300	vérifiée
10.2	$G + Q + Ex$	1493.887	45 × 45	202500	0,295	vérifiée
7.14	$G + Q + Ex$	1827.048	45 × 45	202500	0,361	Non vérifiée
4.08	$G + Q + Ex$	2247.33	50 × 50	250000	0,360	Non vérifiée

-Nous remarquons que l'effort normal réduit n'est pas vérifié pour le rdc et 1<sup>er</sup> étage pour ce la nous allons augmenter la section des poteaux et refaire l'analyse de la structure

**JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT**

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

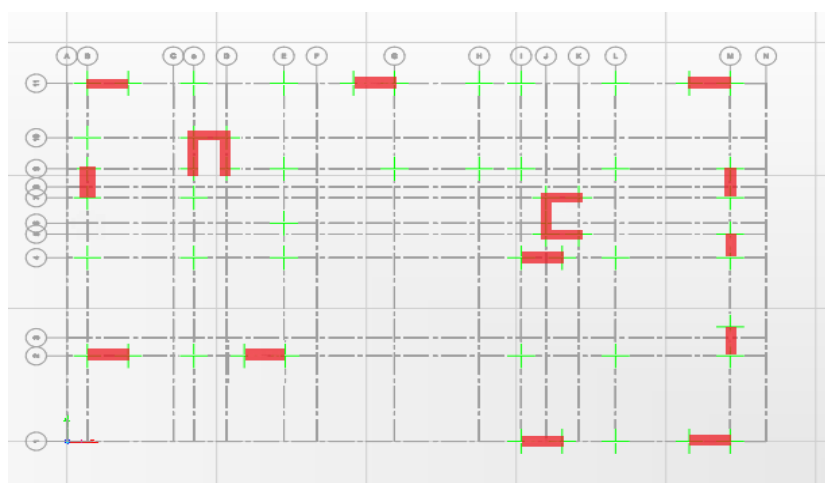
L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 41215.598 \text{ kN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 14215.88 \text{ kN}$

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} = 34 \% > 20\%$$

Pour ce projet, les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc la supposition de  $R = 4$  (système 4.b) n'est vérifiée, donc la structure est dans le (système 2) avec  $R = 3,5$ . On prend en considération  $R = 3,5$  pour le calcul de ferrailage dans le prochain chapitre.

**Modèle Finale**



**Fig .IV.9:** Vue en plan du modèle finale

RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE AVEC(R=3,5)

IV.5.Caractéristiques dynamiques propres du Modèle finale

Tab IV.11: Coefficients pour le calcul de la force sismique totale.

	A	D	Q	R	V
X	0.25	2.2	1.15	3.5	0.180W
Y		1.995	1.15		0.163W

Tab IV.12 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	0,904665	0,00058	0,73138	8,824E-07	0,00058	0,73138	8,824E-07
2	0,784095	0,72611	0,00065	0,00003065	0,72669	0,73203	0,00003153
3	0,743868	0,00021	0,01536	0,000002477	0,7269	0,74739	0,00003401
4	0,268993	0,00005567	0,13697	0,00001142	0,72695	0,88437	0,00004543
5	0,225012	0,13787	0,00001998	0,00005903	0,86483	0,88439	0,0001
6	0,219319	0,01105	0,00233	0,00002769	0,87588	0,88672	0,00013
7	0,130588	3,44E-08	0,05302	0,00000763	0,87588	0,93974	0,00014
8	0,105665	0,01671	0,00063	0,00019	0,89259	0,94036	0,00033
9	0,105376	0,01083	0,000051	0,00534	0,90342	0,94042	0,00568

Résultantes des forces sismiques

• Vérification de l'effort tranchant

Tab IV.13 : Résultantes des forces sismiques.

$W$ ( $G + \beta Q$ )	43341,278	$V_x$	7801,43	$0.8 V_x$	6241,14	$F_1$	6336,068	$r_x$	1.00
		$V_y$	7064,62	$0.8 V_y$	5651,70	$F_2$	5766,694	$r_y$	1.00

Vérification de l'effort normal réduit

Tab IV.14 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	Combinaison	$Nd(kN)$	Poteau (cm)	$B_c (mm^2)$	$\nu$	$\nu \leq 0,30$
28.56	$G + Q + Ex$	306,473	40 × 40	160000	0,077	vérifiée
25.5	$G + Q + Ex$	523,416	40 × 40	160000	0,131	vérifiée
22.44	$G + Q + Ex$	766,102	45 × 45	202500	0,151	vérifiée
19.38	$G + Q + Ex$	1011,739	45 × 45	202500	0,200	vérifiée
16.32	$G + Q + Ex$	1266,567	50 × 50	250000	0,203	vérifiée
13.26	$G + Q + Ex$	1525,743	50 × 50	250000	0,244	vérifiée
10.2	$G + Q + Ex$	1795,504	55 × 55	302500	0,237	vérifiée
7.14	$G + Q + Ex$	2184,770	55 × 55	302500	0,243	vérifiée
4.08	$G + Q + Ex$	2646,304	60 × 60	360000	0,294	vérifiée

Vérification des déplacements inter étages

Tableau 10 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

NIV	$\delta_{eK}^x$ (m)	$\delta_{eK}^y$ (m)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	Dépl. Add	Vérifica tion	$\Delta_K^y$ (cm)	Dépl. Add	Vérifica tion
28.56	0,043	0,057	15,11	20,27	1,52	3,06	vérifiée	1,65	3,06	vérifiée
25.5	0,038	0,053	13,58	18,61	1,66	3,06	vérifiée	1,98	3,06	vérifiée
22.44	0,034	0,047	11,91	16,63	1,81	3,06	vérifiée	2,29	3,06	vérifiée
19.38	0,028	0,040	10,09	14,34	1,94	3,06	vérifiée	2,56	3,06	vérifiée
16.32	0,023	0,033	8,15	11,77	2,01	3,06	vérifiée	2,73	3,06	vérifiée
13.26	0,017	0,025	6,14	9,04	1,97	3,06	vérifiée	2,78	3,06	vérifiée
10.2	0,011	0,017	4,17	6,26	1,80	3,06	vérifiée	2,63	3,06	vérifiée
7.14	0,006	0,010	2,37	3,63	1,46	3,06	vérifiée	2,22	3,06	vérifiée
4.08	0,002	0,004	0,909	1,41	0,90	4,08	vérifiée	1,41	4,08	vérifiée

IV.6.Conclusion

- L'étude de ce bâtiment sans joint sismique nous a provoqué des problèmes dans les vérifications citées dans les règles parasismiques
- L'irrégularité en plan de ce bâtiment sans joint sismique nous a causé beaucoup de difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9ème mode
- on voit un changement radical de coefficient de comportement .

**V.1.Introduction**

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

**V.2.Ferrailage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tab.V1:** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,17	1,15	500	434,78
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,47	1	500	500

**V.2.1Combinaisons d'actions**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons:

**V.2.1.1 Combinaisons Situation durable [3]**

- ELU :  $1,35G+1,5Q$
- ELS :  $G+Q$

**V.2.1.2. Combinaisons Situation accidentelle [1]**

- $G + Q \pm E$
  - $0,8G \pm E$
- Avec:

- G: Charges permanentes.
- Q: Surcharge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ )
- ✓ Moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ )
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ )

**V.2.2. Recommandations**

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet [1].

- Leur pourcentage est limité par :

- ✓  $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$  : Zone courante (Z.C)
- ✓  $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$  : Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- $A_s$  : La section d'acier.
- $B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

**V.2.3 Résultats des efforts et ferrailage des poteaux**

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel [5]

Les tableaux ci-après regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

**Remarque :** Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée

Tab.V.2:Efforts internes et section d'armature calculée par SOCOTE

		Situation Durable			Situation Accidentelle	
		Sollicitatios	Effort	$A_{Cal}^{As}$ (cm <sup>2</sup> )	Effort	$A_s^{Cal}$ (cm <sup>2</sup> )
Poteaux carrés 60×60 Niveau Rdc usage habitation	Cas 1	N <sup>Max</sup>	-2370.055	0	-2646.304	0
		M <sup>Corr</sup>	5.825		-240.784	
	Cas 2	N <sup>Min</sup>	-953.6	0	11.556	7.91
		M <sup>Corr</sup>	24.416		216.254	
	Cas 3	N <sup>Trac</sup>	/	0	1059.483	14.49
		M <sup>Corr</sup>	/		105.111	
	Cas 4	M <sup>Max</sup>	51.807	0	246.028	14.57
		N <sup>Corr</sup>	-1222.877		560.666	
Poteaux carrés 55×55 Niveau R+1 et R+2 usage habitation	Cas 1	N <sup>Max</sup>	-2070.734	0	-2184.77	0
		M <sup>Corr</sup>	-11.380		-280.405	
	Cas 2	N <sup>Min</sup>	-831.38	0	-7.736	5.06
		M <sup>Corr</sup>	-17.261		130.698	
	Cas 3	N <sup>Trac</sup>	/	0	613.728	14.86
		M <sup>Corr</sup>	/		216.777	
	Cas 4	M <sup>Max</sup>	68.09	0	268.579	7.57
		N <sup>Corr</sup>	-1082.713		-342.263	
Poteaux carrés 50×50 Niveau R+3 et R+4 usage habitation	Cas 1	N <sup>Max</sup>	-1525.743	0	-1472.529	0
		M <sup>Corr</sup>	-9.049		-192.910	
	Cas 2	N <sup>Min</sup>	-594.995	0	-3.553	10.56
		M <sup>Corr</sup>	-13.206		235.612	
	Cas 3	N <sup>Trac</sup>	/	0	343.675	12.62
		M <sup>Corr</sup>	/		206.849	
	Cas 4	M <sup>Max</sup>	59.294	0	251,903	4.92
		N <sup>Corr</sup>	-739.236		-722,728	
Poteaux carrés 45×45 Niveau R+5 et R+6 usage habitation	Cas 1	N <sup>Max</sup>	-1011.739	0	-895.279	0.12
		M <sup>Corr</sup>	8.843		-160.601	
	Cas 2	N <sup>Min</sup>	-377.568	0	-2.78	7.43
		M <sup>Corr</sup>	10.025		149.382	
	Cas 3	N <sup>Trac</sup>	/	0	95.051	9.17
		M <sup>Corr</sup>	/		164.329	
	Cas 4	M <sup>Max</sup>	59.031	0	-238.573	8.34
		N <sup>Corr</sup>	-463.405		-462.248	
Poteaux carrés 40×40 Niveau R+7 et R+8 usage habitation	Cas 1	N <sup>Max</sup>	-523.416	0	-432.731	0
		M <sup>Corr</sup>	-8.930		-74.508	
	Cas 2	N <sup>Min</sup>	-178.06	0	8.271	5.97
		M <sup>Corr</sup>	-6.205		103.882	
	Cas 3	N <sup>Trac</sup>	/	0	18.063	6.8
		M <sup>Corr</sup>	/		116.066	
	Cas 4	M <sup>Max</sup>	50.733	0,62	-167.997	8.14
		N <sup>Corr</sup>	-235.279		-193.576	



V.2.3.1 Pourcentage d'armatures minimales selon [1] et [2]

TabV.3: Pourcentages d'armatures minimales selon [1] et [2].

Règlement	Critère	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B$ $= 60 \times 60$	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B$ $= 55 \times 55$	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B$ $= 50 \times 50$	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B$ $= 45 \times 45$	$A_{s\ min} (cm^2)$ $B$ $= 40 \times 40$
$A_{s\ min}$ BAEL	$4 \times U$	9.6	8.8	8	7.2	6.4
	$0.2\% B$	7.2	6.05	5	4.05	3.2
$A_{s\ min}$ RPA	$0.9\% B$	32.4	27.23	22.5	18.23	14.4
		<b>32.4</b>	<b>27.23</b>	<b>22.5</b>	<b>18.23</b>	<b>14.4</b>

V.2.3.2 Choix d'armatures

TabV.4: Choix d'armatures des poteaux.

Section	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix d'un coté	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )	Choix de la section	$A_s^{max}$ (Z. C) ( $cm^2$ )	$A_s^{max}$ (Z. N) ( $cm^2$ )	$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )
40 x 40	8.14	3T16+2T14	9.11	8T16+4T14	36	54	14.4
45 x 45	9.17	4T20	12.52	12T20	49	73.5	18.23
50 x 50	12.62	3T20+2T16	13.44	8T20+8T16	64	96	22.5
55 x 55	14.86	5T20	15.71	16T20	81	121.5	27.23
60 x 60	14.57	5T20	15.71	16T20	64	96	32.4
60 x 60	14.57	5T20	15.71	16T20	64	96	32.4

V.2.4 Vérifications vis-à-vis de l'ELS [2]

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Acier** :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3}f_e, \text{Max} ( 0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} ) \right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi$

Avec :

–  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable :  $\sigma_s = 250\text{MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

**Tab.V.5:** Vérifications des contraintes des poteaux avec  $N_{ser}^{max}$  et  $M_{ser}^{corr}$

Section	$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
40 × 40	-382.20	-6.450	2.48	15	36.2	250	Oui
45 × 45	-737.49	6.390	3.37	15	49.9	250	Oui
50 × 50	-1111.60	-6.539	4.06	15	60.4	250	Oui
55 × 55	-1508.38	-8.227	4.53	15	67.6	250	Oui
60 × 60	-1726.53	4.208	4.33	15	64.8	250	Oui

**Tab.V.6:** Vérifications des contraintes des poteaux avec  $M_{ser}^{max}$  et  $N_{ser}^{corr}$

Section	$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
40 × 40	-172.225	-36.765	3.99	15	51.2	250	Oui
45 × 45	-338.326	42.808	3.47	15	47.8	250	Oui
50 × 50	-539.478	42.998	3.36	15	47.7	250	Oui
55 × 55	-790.341	49.368	3.56	15	51.3	250	Oui
60 × 60	-892.188	37.559	2.98	15	43.6	250	Oui

**V.2.5 Vérification de l’effort tranchant [1], [2]**

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement**

**• Vérification de la Contrainte de Cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- $T_u$ : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.
- $b$ : Largeur de la section du poteau.
- $d$ : Hauteur utile de la section du poteau.
- $\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$ : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**• Selon le règlement [2]**

- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable.

**• Selon le règlement [1]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- $\rho_d = 0,075$ ..... si l’élancement  $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ ..... si l’élancement  $\lambda < 5$

Avec :

- $\lambda$ : L'élanement du poteau  $\left(\lambda = \frac{L_f}{i}\right)$
- $i$ : Rayon de giration.
- $I$ : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- $B$ : Section du poteau.
- $L_f$ : Longueur de flambement.

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i}\right) = \text{sqrt}(12) \times 0.7 \times 3,06 / 0,4$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tab.V.7:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
40 × 40	61.04	0.424	5.35	0.075	1.875	2.5	Oui
45 × 45	47.256	0.259	4.76	0.04	1	2.5	Oui
50 × 50	46.106	0.205	4.28	0.04	1	2.5	Oui
55 × 55	43.584	0.160	3.89	0.04	1	2.5	Oui
60 × 60	19.131	0.059	4.76	0.04	1	2.5	Oui

**b) Ferrailage transversal des poteaux**

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums et le choix d'armatures transversales des poteaux : Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [3] et [1] ; elles sont données comme suit :

- **Selon le règlement [3]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- $A_t$ : Section d'armatures transversales.
- $b$ : Largeur de la section droite.
- $h$ : Hauteur de la section droite.
- $S_t$ : Espacement des armatures transversales.
- $\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.
- $\phi_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le règlement [1]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $h$  : Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ ..... si  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ ..... si  $\lambda_g < 5$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$ .....Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ .....Zone courante (zone III).
- $\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- $\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

- $a$  : Dimension de la section droite du poteau.

- $L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400\text{MPa}$  (FeE400).

**Tab.V.8:**Espacements et choix d'armatures transversales des poteaux.

Section	$L_f$ (m)	$\lambda$	$\rho_a$	$T_u$ (kN)	Zone	St (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
40 × 40	2.142	5.35	2.5	61.04	N	10	0.76	4T8	2.01
					C	14	1.06	4T8	2.01
45 × 45	2.142	4.76	3.75	47.25	N	10	0.78	4T8	2.01
					C	20	1.57	4T8	2.01
50 × 50	2.142	4.28	3.75	46.10	N	10	0.69	4T8	2.01
					C	16	1.10	4T8	2.01
55 × 55	2.142	3.89	3.75	43.58	N	10	0.59	4T8	2.01

					C	20	1.18	4T8	2.01
60 × 60	2.856	4.76	3.75	19.13	N	10	0.23	4T8	2.01
					C	20	0.47	4T8	2.01

**V.2.6 Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50 \phi_l$  en zone III.

Pour :

**T14**..... $L_r = 70 \text{ cm}$

**T16**..... $L_r = 80 \text{ cm}$

**T20**..... $L_r = 100 \text{ cm}$

**V.2.7.Ferraillage des poteaux du sous-sol**

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

- $N_u$  : L’effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l’acier tel que  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire.

- $\alpha$  : Coefficient dépendant de l’élancement.

$$-\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

-Poteau carré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- $L_f$  : Longueur de flambement.

- $I$  : Moment d’inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

- $B$  : Section du poteau ( $B = a \times b$ ).

-La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .

- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

- $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

- $B_r$  : la section réduite d’un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d’épaisseur sur toute sa périphérie tel que  $B_r = (a-0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$ .

**V.2.7.1 Calcul de l’effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l’effort normal est de :  $N_u \text{ (RDC)} = 3149,07\text{Kn}$

**Charges permanentes (GT)**

- ❖ Plancher RDC ..... (25.755×5,53)= 142.4215KN
- ❖ Poids de la poutre principale..... (0,3×0,45) × (2,8+2,3) × 25=17.2125 KN
- ❖ Poids de la poutre secondaire .....(0,3×0,4) × (2.35+2.7-0,3) × 25=14,25KN
- ❖ Poids du poteau ..... (4,08-0,45) x (0,6)<sup>2</sup> x 25 = 32,67 kN

G = 206,63 kN

➤ **Surcharge d'exploitation** : Q<sub>RDC</sub> = 5 x 25.755= 128,775 kN

Q<sub>Total</sub> = 128,775 kN

N<sub>u1</sub> = 1,35G+1,5Q = 472,113 kN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

✓ Nu (ss) = Nu (RDC) + Nu1 = 3621,183kN

**V.2.7.2 Calcul du ferrailage**

Le sous-sol est de section carré : B = 60x60 cm<sup>2</sup>

$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$

$\lambda = \frac{0,7 \times 3,91 \times 10^2}{17,32} = 15,80 < 50$

$\alpha = 0,817$

$B_r = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq \left( \frac{3621183}{0,817} - \frac{336400}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \left( \frac{1,5}{500} \right) = -53,92 \rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9 \times B \text{ [1]} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 32,40 \text{ cm}^2$

**Remarque :** Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieur à celle exigée par le [1], par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

**Tab.V.9:** Ferrailage des poteaux du sous-sol.

Type du poteau	Section (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
Poteau de sous-sol	60x60	16T20	50,27

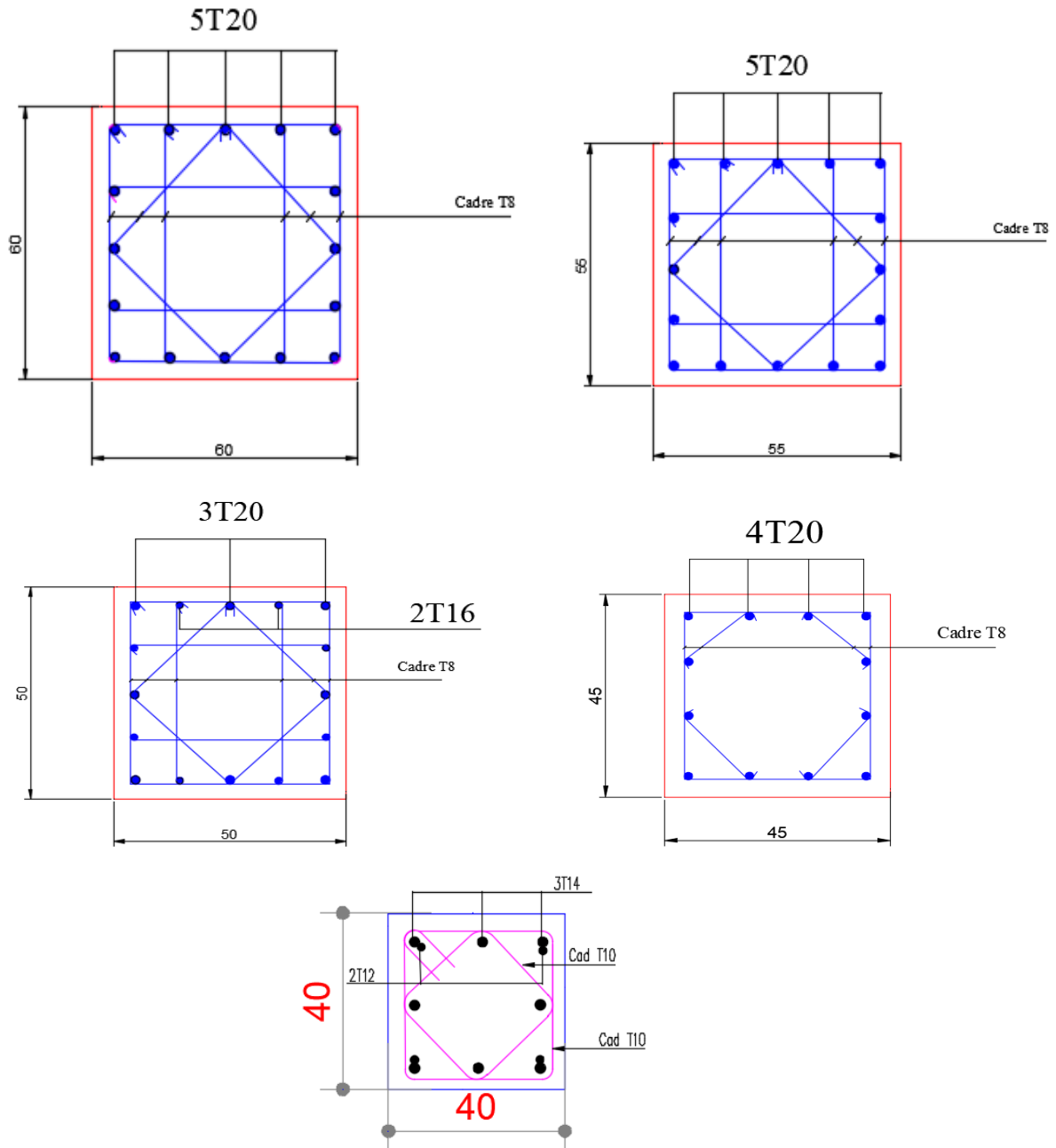


Fig V. 1 :Ferrailage des poteau

### V.3 Ferrailage des poutres

#### V.3.1 Les combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Combinaisons Situation durable [3]**

-E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$

-E.L.S :  $G + Q$

❖ **Combinaisons Situation accidentelle [1]**

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E
- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : charge sismique

**V.3.2Recommandations des règlements**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section [1].
- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ au niveau de la zone courante.} \\ 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ au niveau de la zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A<sub>t</sub> ", est donnée par: A<sub>t</sub> = 0.003 × St × L

- L: longueur de la poutre.
- S<sub>t</sub> : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4} ; 12\phi \right] \dots\dots\dots(\text{Zone nodale}). \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots(\text{Zone courante}). \end{array} \right.$$

- h : hauteur de la poutre.
- φ: Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

**❖ Situation durable**

- Béton: γ<sub>b</sub> = 1,5 ; f<sub>c28</sub> = 25 MPa ; σ<sub>bc</sub> = 14,2 MPa.
- Acier: γ<sub>s</sub> = 1,15 ; FeE 500 ; σ<sub>s</sub> = 348 MPa.

**❖ Situation accidentelle**

- Béton: γ<sub>b</sub> = 1,5 ; f<sub>c28</sub> = 25 MPa ; σ<sub>bc</sub> = 18,48 MPa.
- Acier: γ<sub>s</sub> = 1 ; FeE 500 ; σ<sub>s</sub> = 500 MPa.

**V3.3Calcul du ferrailage**

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale           **30 x 45 (cm<sup>2</sup>)**
- Poutre secondaire           **30 x 40 (cm<sup>2</sup>)**

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.



**Remarque**

1. Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S).

Telle que :

$A_s$  : représente les armatures de la fibre inférieure.

$A_s'$  : représente les armatures de la fibre supérieure.

2. Le bâtiment étudié est à usage habitation

**Tab.IV.10** : Efforts internes et section d'armature des poutres

Ferrailage des poutres principales 30x45							
	section	situation	Position	$M^{3max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
Usage habitation	30x45	Durable	En travée	71.770	4.31	0	6.75
			Sur appuis	-103.646	0	6.64	6.75
		Accidentelle	En travée	326.359	19.84	0	6.75
			Sur appuis	-376.255	0	24.07	6.75
Usage terrasse	30x45	Durable	En travée	73.824	4.44	0	6.75
			Sur appuis	-124.504	0	7.85	6.75
		Accidentelle	En travée	192.220	10.55	0	6.75
			Sur appuis	-239.425	0	13.57	6.75
Ferrailage des poutres secondaire 30x40							
Usage habitation	30x40	Durable	En travée	76.533	5.3	0	6.00
			Sur appuis	-129.197	0	9.55	6.00
		Accidentelle	En travée	298.648	21.53	0	6.00
			Sur appuis	-298.574	0	21.51	6.00
Usage terrasse	30x40	Durable	En travée	92.798	6.57	0	6.00
			Sur appuis	-143.143	0	10.80	6.00
		Accidentelle	En travée	194.745	12.48	0	6.00
			Sur appuis	-223.034	0	15.51	6.00

**V.3.4Condition de non fragilité**

**Tableau.V.11** : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30 × 45	9.11	1.173	Vérifiée
30 × 40	6,03	1.043	Vérifiée

**V.3.5Vérification vis-à-vis de l'ELS**

**Remarque**

Comme la fissuration est peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants : Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $M_{ser}$ , puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Béton

Pour  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

une fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta ft28})\}$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

Tableau .V12 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Usage	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Verification
		Poutre principale 30x45		Poutre secondaire 30x40			
Habitation	En travée	46.851	3.3	48.863	3.62	15	vérifiée
	Sur appui	-75.374	4.2	-99.178	6.66		
Terrasse	En travée	45.001	3.72	58.820	4.99	15	vérifiée
	Sur appui	-91.521	7.92	-95.577	8.07		

V.3.6.Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f<sub>e</sub> = 500 MPa).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.13 : Calcul des armatures transversales

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZC	S <sub>t</sub> (cm)ZN	ZC	ZN		
Principal	35x45	75.852	0,702	36.45	22.5	11.25	20	10	1.68	4T8
Secondaire	30x40	60.506	0.560	32.4	20	10	20	10	1.92	4T8

Arrêt des barres

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \end{array} \right.$  Appuis en travée de rive.  
Appuis en travée intermédiaire.

Avec : L = Max (L gauche ; L droite)

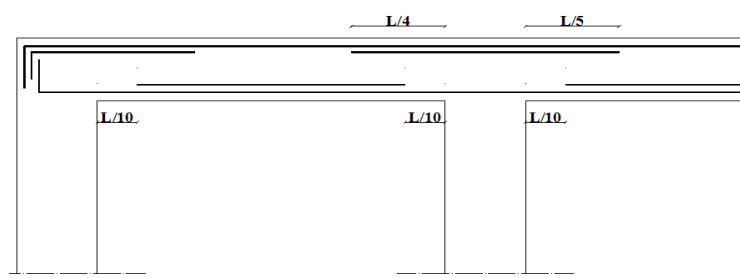


Fig.V. 2 : Arrêt des barres

V.3.7.Vérification de la flèche

- $E_i = 34179.56 \text{ MPa}$  ;  $E_v = 11496.76 \text{ MPa}$
  - La longueur de la poutre principal = 510 cm
  - La longueur de la poutre secondaire = 490 cm
- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tab. V.14 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Usage	Cas	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>i</sub>	f <sub>v</sub>	Δf <sub>T</sub>	f̄	Vérification
habitation	PP	30*45	46.851	20.61	12.57	2.54	6.16	3.62	10.7	Vérifier
	PNP	30*40	48.863	25.13	12.57	1.46	3.59	2.13	8.00	Vérifier
Terrasse	PP	30*45	45.001	10.65	9.42	5.06	10.96	5.89	10.7	Vérifier
	PNP	30*40	58.820	14.32	12.57	3.31	7.16	3.85	8.00	Vérifier

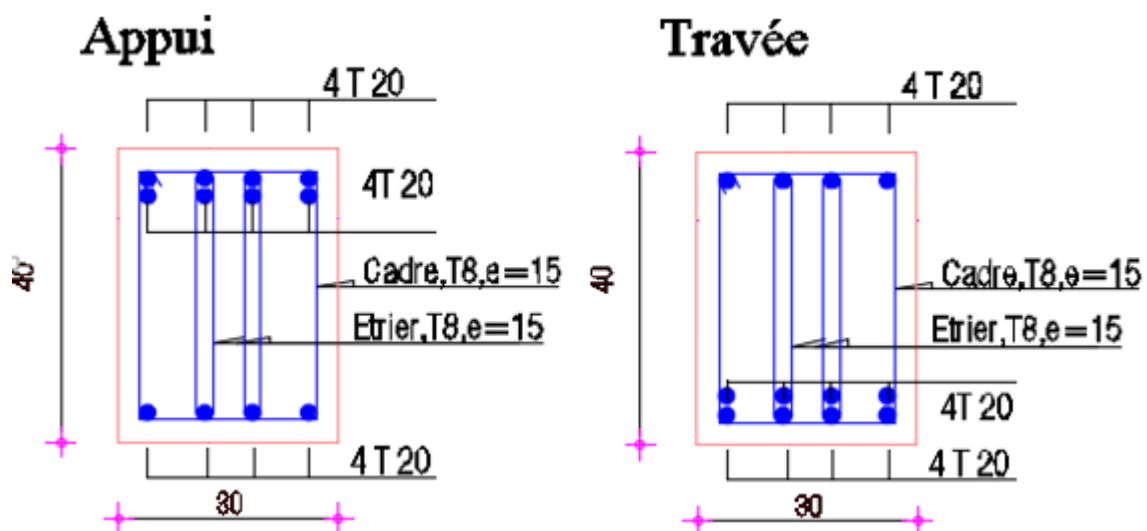


Fig V. 3 : Ferrailage des poutre secondaire usage habitation

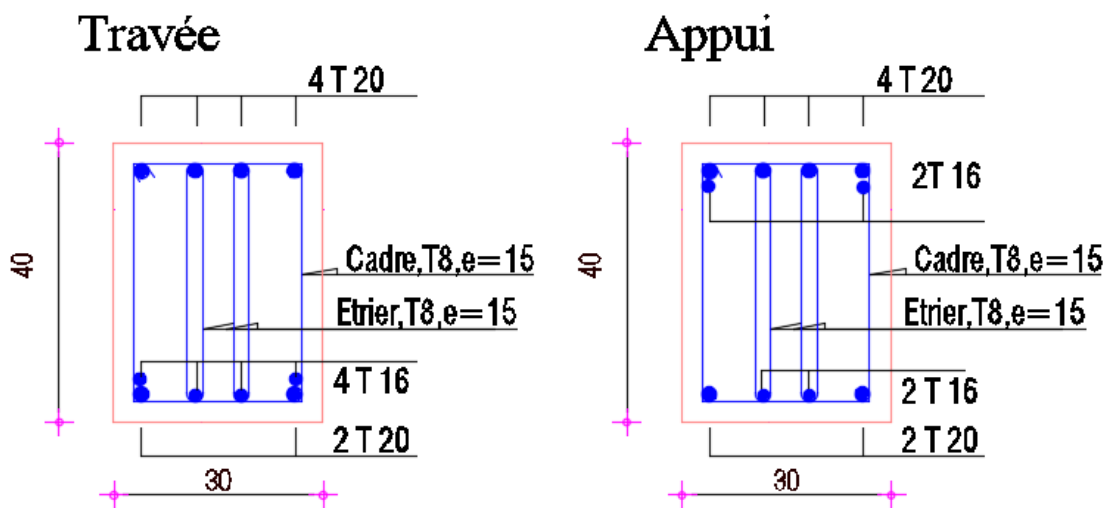


Fig V. 4 : Ferrailage des poutre secondaire terrasse

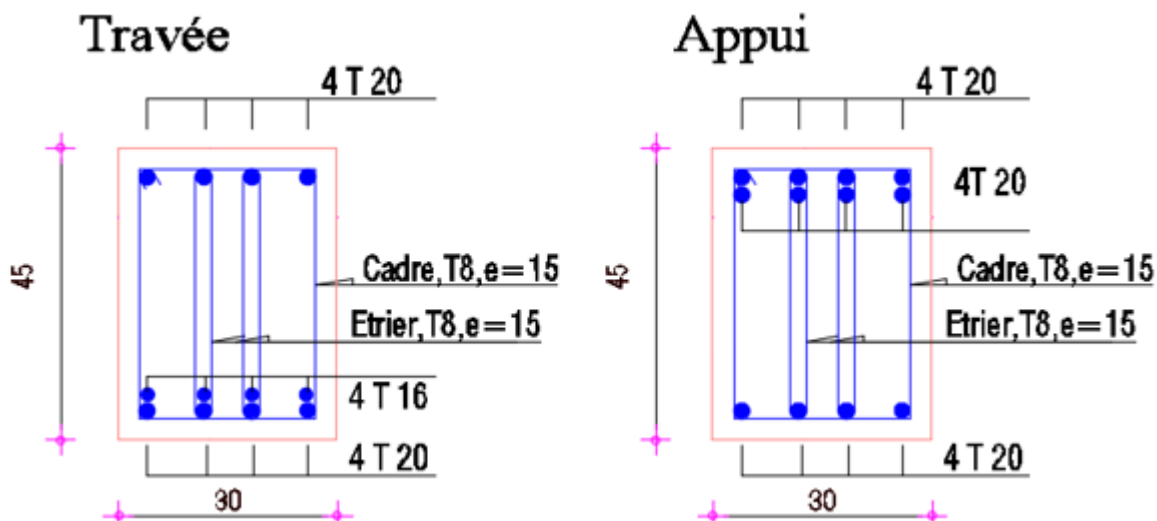


Fig V. 5 : Ferrailage des poutre principale usage habitation

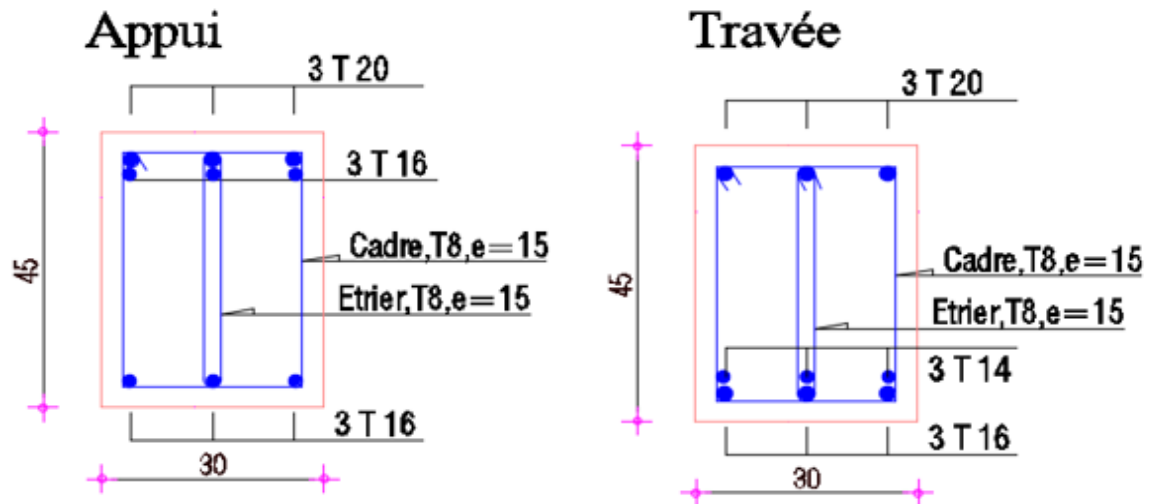


Fig V. 6 : Ferrailage des poutre principale usage terrasse

#### V.4. Ferrailage des voiles

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes. Le calcul, la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux sont conformément aux règlements [2] et [1].

##### V.4.1. Ferrailage des trumeaux

L'apparition de logiciels modernes de calculs, utilisant la méthode des éléments finis a non seulement aidé à l'étude du comportement global du voile, mais aussi d'obtenir directement les efforts et les contraintes, en tout point, dans ce dernier, ce qui permettra d'obtenir un bon ferrailage.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure 67 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

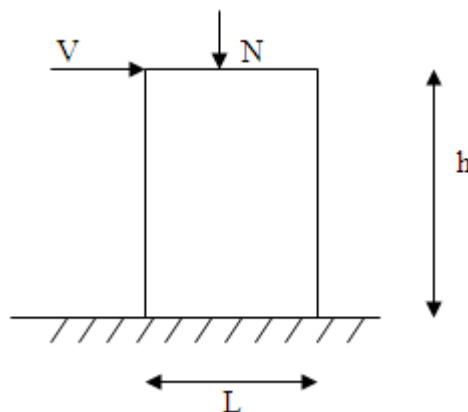


Fig.V.7: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

-Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

-D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ )

et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )

-D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles sont aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$

-Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

-les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

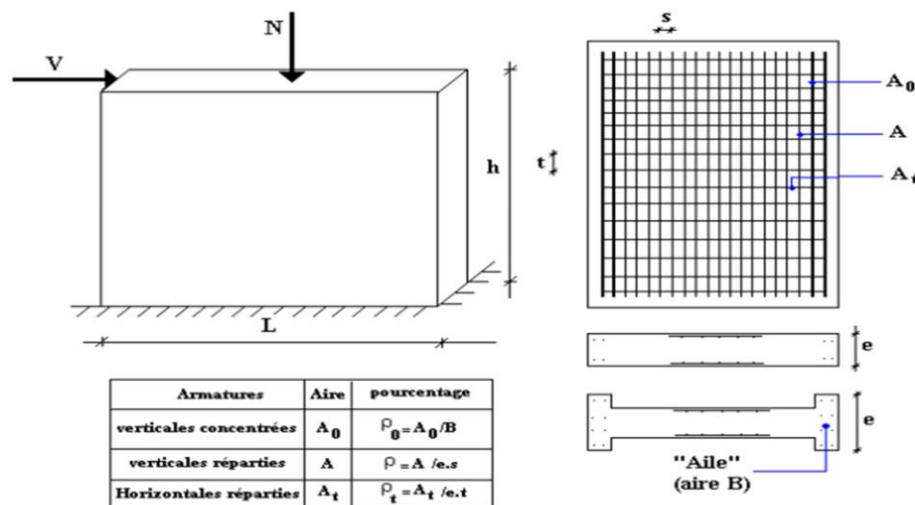


Fig. V.8: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

**Préconisation du règlement [2]**

**❖ Justifications sous sollicitations normales**

**➤ Conditions d'application**

- La longueur d du mur :  $d \geq 4a$
- L'épaisseur a du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r :  $r \geq 3a$

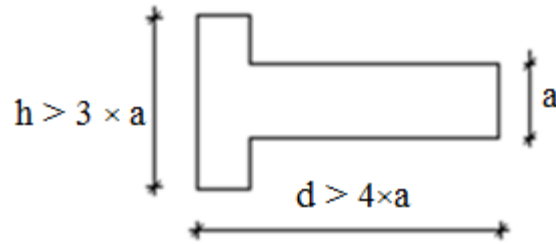


Fig.V.9 : Définition de l'élément mur.

➤ **Longueur de flambement** (murs non raidi latéralement) Soit :

- $l$  : la hauteur libre du mur.
- $l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

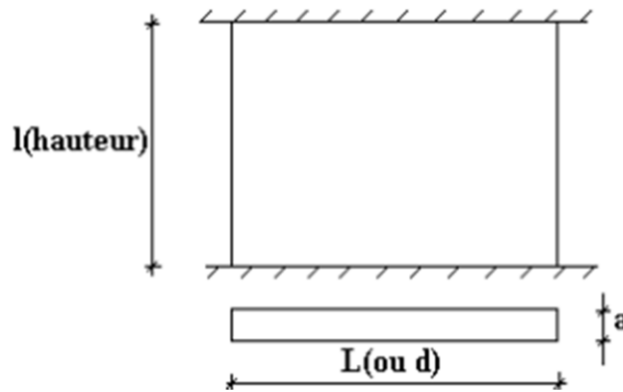


Fig. V.10 : Mur encastré

Soit :

$l$  : la hauteur libre du mur;

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher

Les valeurs du rapport ( $l_f / l$ ) sont données par le tableau suivant :

Tab.V.15: Valeurs de ( $l_f/l$ ).

Liaisons du mur		Mur armé verticale	Mur non armé verticalement
mur encastré en tête et pied	Il existe un plancher de et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d' seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1	1

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**V.4.1.2.Effort de compression en ELU**

Soient :

- $l_f$  : longueur de flambement calculée en (b)

- $a$  : épaisseur du voile

- $d$  : longueur du voile

- $f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à 28 jours

- $f_e$  : limite élastique de l'acier

- $\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

- $\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquées après 90 jours.



Tab.V.16: Calcul de  $\sigma_{u\ lim}$ .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement
Elancement	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	$B_r$	$m^2$	$d(a-0,02)$
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
Contraintes limites	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{a \times d}$

**Remarque**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\ lim} = N_{u\ lim} / a \times d$  que nous appelions  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**V.4.1.2.1 Niveaux de vérification**

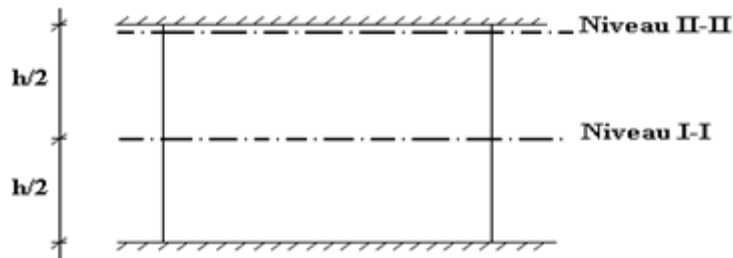


Fig .V.11: Niveaux des vérifications des contraintes l’âme du voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

-Niveau **I-I** à mi- hauteur d’étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\ lim}$

-Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\ lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**V4.1.2.2 Aciers minimaux**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d’armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre "a".

➤ **Aciers verticaux, aciers horizontaux**

**Tab. V.17 :** Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$ , doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du mur considéré.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures.

• **Aciers transversaux** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\emptyset_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\text{lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\emptyset_t$ ).

**Tab .V.18 :** Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espaceement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

**V.1.2.3. Cisaillement**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$ , il faudra donc vérifier que :  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ .

**V.4.1.3. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires**

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes

Elle permet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire

Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du le [5] (il s'agit des contraintes **S22**)

L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.

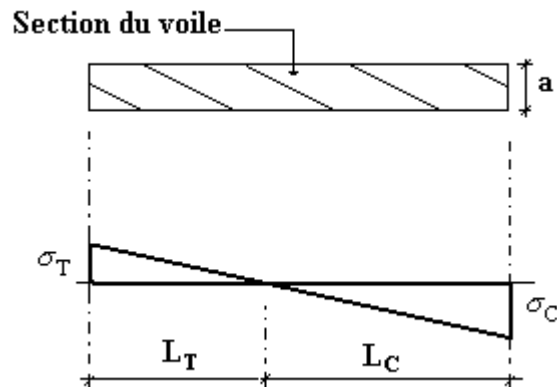


Fig.V.12 : Coupure d'une section du voile

**1<sup>er</sup> cas : Section Entièrement Comprimée**

Il s'agit de découper la zone comprimée en bande dont la largeur  $L_i$  est telle que :

$$-L_i \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C\right)$$

-  $h_e$  : Hauteur d'étage.

-  $L_C$  : Longueur de la zone comprimée.

-  $\sigma_i$  : Contrainte moyenne de la zone i.

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé  $\sigma_{bna}$  on ne disposera pas d'aciers de compression
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé  $\sigma_{ba}$ , on devra augmenter les dimensions du voile.

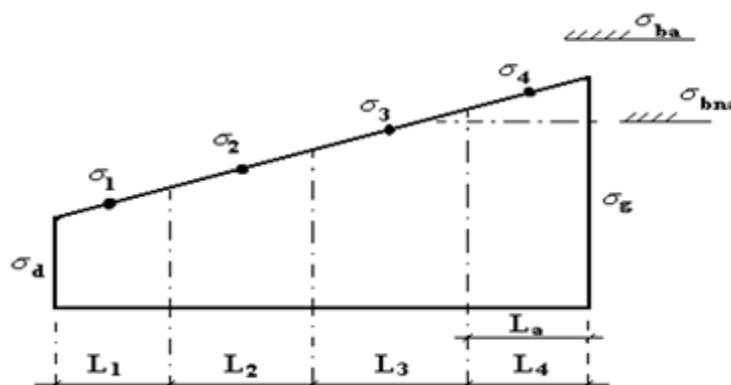


Fig.V.13 : Section rectangulaire entièrement comprimé

**2<sup>ème</sup> cas : Section Partiellement Tendue**

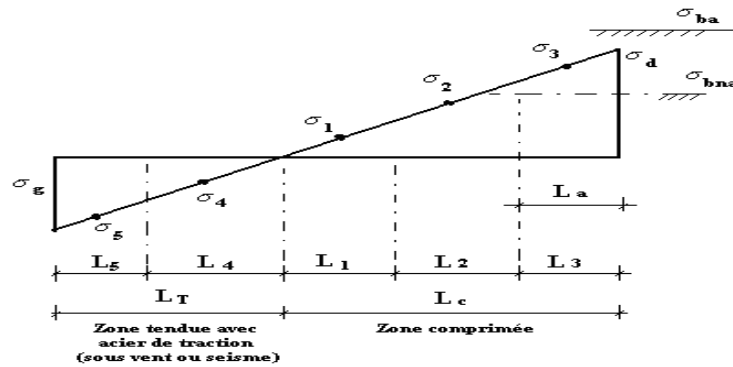
- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée (voir 1<sup>er</sup> cas)
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande. (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction sont  $\sigma_4$  et  $\sigma_5$  et entraînent une section rectangulaire partiellement comprimée (**FigureV14**) :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$  où  $b$  : épaisseur du voile.

$\frac{A_s}{S}$  : est répartie sur  $S$



**Fig .V.14:** Section rectangulaire partiellement comprimée.

Nous savons que les voiles d’une structure sont sollicités en flexion composée. Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

❖ **Zone comprimée**

– Si :  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression.

❖ **Zone tendue**

–Si :  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction.

Lorsqu’une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

- $F_T$  : force de traction.
- $e$  : épaisseur du voile.
- $l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d’acier  $A_s$  tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

- Cette quantité d’acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).
- Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.
- Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.
- Le rapport ( $l_m / b$ ) des dimensions de la maille est choisi proche de l’unité.

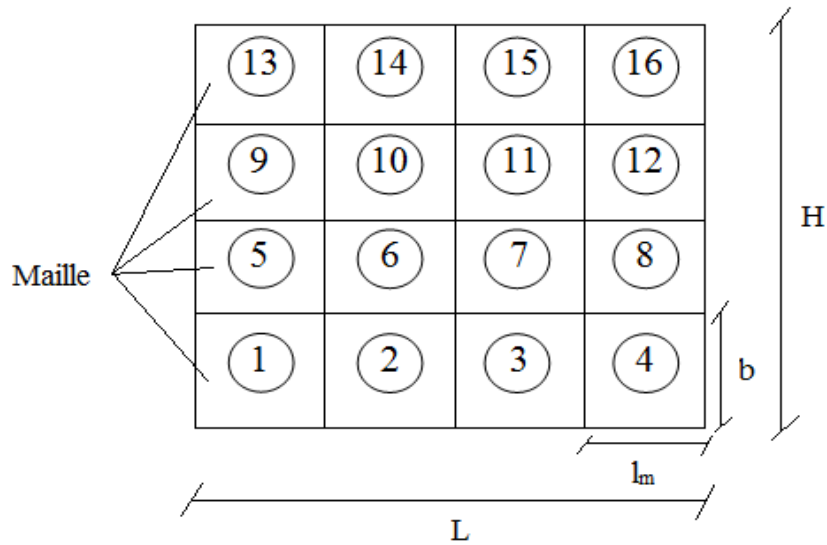


Fig.V.15 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

Avec :

–H : hauteur du voile

–L : longueur du voile

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (13) dans le cas de la traction.

➤ **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v ; (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\tau_u \times b_0 \times S_t}{0,8(0,8f_c)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_c} \times 1,25$$

–  $\tau_u = S_{12}$  : est donnée par [5]

–  $S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

–  $b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

–  $A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$

➤ **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

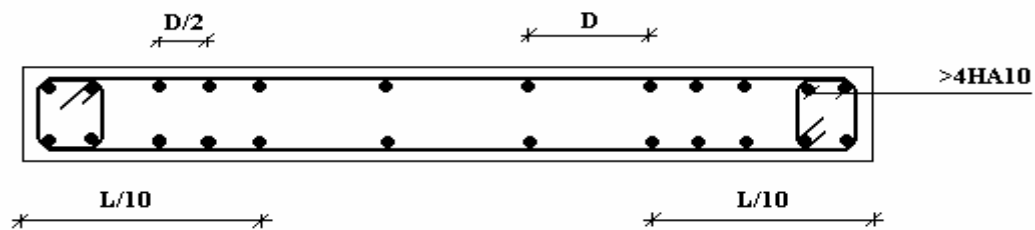
Tab .V.19: Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_c}$	$1,2 \frac{400}{f_c}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

❖ **Préconisation du règlement [1]**

➤ **Aciers verticaux**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



**Fig.V.16** : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Aciers horizontaux**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux

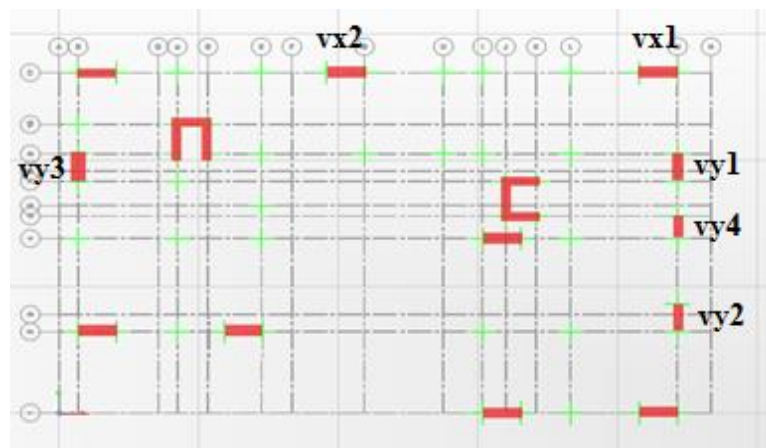
valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1 / 10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  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 pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1,1 \bar{V} / f_c$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**V.4.1.4. Modèles étudiés**



**Fig.V.17** : Disposition des voiles dans la structure

**• Exemple de calcul**

Soit le voile  $V_{x1}$  et  $V_{x2}$  :

$-L = 2m$

$-a = 0,20m$  (épaisseurs)

$-h_e = 4,08m$  (hauteur de RDC)

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 0,50m$  et de section  $S_i = L^i * (a)$ .

**• Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 4,08m d'où la hauteur libre est égale à :

$-h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63m$  (0,45m : hauteur de la poutre)

Tab .V.20 : Calcul de  $\sigma_{ba}$  pour l'exemple ( $V_{x1}$ ) et ( $V_{x2}$ ).

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$0,8 \times 3,63 = 2,9$
Elancement $\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 50,29$
Coefficient $\alpha$	/	0,606
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 0,75m$	m <sup>2</sup>	$(a-0,02)0,5 = (0,20-0,02)0,5 = 0,09$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ Avec : $d = 0,5 m$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,606}{0,2 \times 0,5} \times \left( \frac{0,09 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$

**Remarque**

- $\sigma_{ba} = 17,72$  MPa correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_r$

- $B_{et} = (0,20) (0,5) = 0,10m^2$

- $A_s = 1 \times 10^{-4} m^2$

**• Armatures de traction**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur  $l^i$  est telle que :

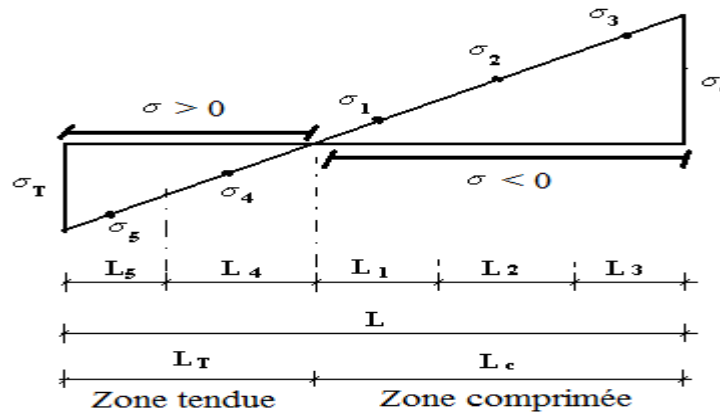


Fig.V.18 : Section partiellement comprimée.



Démonstration pour le calcul de la longueur tendue  $L_t$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{L_t}{|L - L_t|} &= \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \rightarrow L_t \\ L_t &= \frac{L \times \sigma_t}{|\sigma_c - \sigma_t|} \end{aligned} \right.$$

Avec :

- $L_t$  : longueur tendue.
- $L = 2m$  (longueurs de voile).
- $\sigma_t$  : la contrainte tendue
- $\sigma_c$  : la contrainte comprimée

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après  
Correspondent à la combinaison de charge  $0.8G \pm E$ .

**Tab.V.21** : Calcul des armatures verticales de l'exemple ( $V_{x1}$ ) et ( $V_{x2}$ ).

Bande	1	2	3	4
<b>La longueur de bande <math>L_i</math> ( m )</b>	0,5	0,5	0,5	0,5
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>)</b> <b>(a*I<sup>i</sup>) = <math>S_j</math></b>	0,1	0,1	0,1	0,1
<b>Contrainte moyenne par bande <math>\sigma_j</math>(MPa)</b>	4,3	1,22	4,34	7,56
<b>Force de traction</b> <b><math>F_t</math>(MN) = <math>\sigma_j S_j</math></b>	0,430	0,122	0,434	0,756
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>) <math>A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}</math></b> <b>(situation accidentelle <math>\gamma_s = 1</math>)</b>	8,60	2,24	8,68	15,02
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>) :</b> <b>1. Selon [2] : 0,1%<math>S_{b\acute{e}ton}</math></b> <b>2. Selon [1] : 0,2 %<math>S_{b\acute{e}ton}</math></b>	1,0 2,00	1,0 2,00	1,0 2,00	1,0 2,00
<b>Choix</b>	2×5T14	2×3T14	2×3T14	2×5T14
<b><math>A_{Vadopt\acute{e}}</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>15,39</b>	<b>9,24</b>	<b>9,24</b>	<b>15,39</b>
<b><math>S_i</math> : espacement (cm)</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>10</b>

• **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [1]**

$$\left\{ \begin{aligned} A_{vj} &= 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot 1 \\ A_{vj} &= 1,1 \frac{1,42 \times 200 \times 500}{500} \times 1,4 \times 10^{-2} = 4,37 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage, pour renforcé la coordination entre les armatures des étages.

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{(0,8f_c)0,8} ; \bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12} ; S_{t\max} = 33 \text{ cm.}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times 1,42 \times 200 \times 330}{0,8 \times 500 \times 0,8} = 4,1$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} \times 15,39 = 10,26$$

$$\Rightarrow A_{h\min} = (0,15\%) \times a \times l = \frac{0,15}{100} \times (20) \times (75) = 2,25 \text{ cm}^2$$

On opte la valeur de Ah à partir cette condition :  $A_h = \max (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min})$

$$\Rightarrow A_h = 10,30 \text{ cm}^2$$

On a choisie :  $2 \times 5T12 = 11,30 \text{ cm}^2$

Avec :

$$S_t = \frac{75}{4} = 18,75 \text{ cm}$$

$$S_t = 18 \text{ cm} < S_{t\min} = 33 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

-Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ **Voiles (Vx1, Vx2) : L = 2m, Lt = 0,80m**

• **Aciers verticaux**

**Tab .V.22 : Calcul des armatures du voile (Vx1, Vx2).**

Niveaux	Maille	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	σ moy (MPa)	Ft (MN)	Av (cm <sup>2</sup> )	Le choix	Avadopté (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b> - <b>1<sup>er</sup></b>	1	0,5	0,1	4,30	0,43	8,6	2×5T14	<b>15,39</b>
	2	0,5	0,1	1,22	0,122	2,24	2×3T12	<b>6,79</b>
	3	0,5	0,1	4,34	0,434	8,68	2×3T14	<b>9,24</b>
	4	0,5	0,1	7,56	0,756	15,02	2×5T14	<b>15,39</b>
<b>2<sup>ème</sup></b> - <b>3<sup>ème</sup></b>	1	0,5	0,1	2,25	0,225	4,5	2×5T12	<b>11,31</b>
	2	0,5	0,1	0,2	0,02	0,4	2×3T12	<b>6,79</b>
	3	0,5	0,1	2,91	0,291	5,82	2×3T12	<b>6,79</b>
	4	0,5	0,1	5,12	0,512	10,14	2×5T12	<b>11,31</b>
<b>4<sup>ème</sup></b> - <b>8<sup>ème</sup></b>	1	0,5	0,1	1,67	0,167	3,34	2×5T10	<b>7,85</b>
	2	0,5	0,1	0,08	0,008	0,16	2×3T10	<b>4,71</b>
	3	0,5	0,1	1,08	0,108	2,16	2×3T10	<b>4,71</b>
	4	0,5	0,1	2,30	0,230	4,60	2×5T10	<b>7,85</b>

• Aciers horizontaux

Tab.V.23 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vx1,Vx2)..

Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
(RDC, 1 <sup>er</sup> )	1,42	2,92	10,26	1,5	10,26	2×5T12	11,31	10
(2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> )	1,35	2,78	7,54	1,5	7,54	2×5T10	7,85	10
(4 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> )	0,83	1,55	5,23	1,5	5,23	2×5T0	7,85	10

• Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tab .V.24 : Calcul des aciers de couture des voiles (Vx1,Vx2).

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$S_T$	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
V1, V2 $L_i = 0,5$	(RDC, 1 <sup>er</sup> )	1,42	4,37	2×5T8	10	5,03
	(2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> )	1,35	4,158	2×5T8	10	5,03
	(4 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> )	0,83	2,55	2×5T8	10	5,03

❖ Voiles (Vy1, Vy2,Vy3) : L = 1,60m, Lt = 0,70m

• Aciers verticaux

Tab .V.25 : Calcul des armatures du voile (Vy1,Vy2,Vy3).

Niveaux	Maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Rdc 1 <sup>er</sup>	1	0,8	0,16	3,59	0,57	11,4	2×4T14 2×3T12	19,11
	2	0,8	0,16	5,83	0,93	18,6	2×4T14 2×3T12	19,11
2eme - 3eme	1	0,8	0,16	2,49	0,39	7,8	2×4T12 2×3T10	13,76
	2	0,8	0,16	3,39	0,54	10,8	2×4T12 2×3T10	13,76
4eme - 8eme	1	0,8	0,16	0,74	0,11	2,2	2×7T10	11
	2	0,8	0,16	2,41	0,380	7,6	2×7T10	11

• Aciers horizontaux

Tab .V.26 : Calcul des aciers horizontaux des voiles Vy1, Vy2,Vy3)

Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	A <sub>h1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
(RDC, 1 <sup>er</sup> )	2,17	4,47	12,74	2,4	12,74	2×6T12	13,57	20
(2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> )	1,71	3,52	9,17	2,4	9,17	2×5T12	11,31	20
(4 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> )	1,49	3,07	7,33	2,4	7,33	2×5T10	7,85	20

• Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tab .V.27: Calcul des aciers de couture des voiles (Vy1, Vy2,Vy3)

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	A <sub>vj</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	S <sub>T</sub>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Vy1,Vy2 Vy3, Li=0,8	(RDC, 1 <sup>er</sup> )	2,17	10,69	2 x 5T12	20	11,3
	(2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> )	1,71	8,42	2 x 4T12	25	9,05
	(4 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> )	1,49	7,34	2 x 4T12	25	9,05

❖ Voiles (Vy4) : L = 1,30m, Lt = 0,50m

• Aciers verticaux

Tab .V.28 : Calcul des armatures du voile (vy4,).

Niveaux	Maille	L <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Le choix	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Rdc 1 <sup>er</sup>	1	0,65	0,13	5,88	0,76	15,2	2×3T14 2×3T12	16,03
	2	0,65	0,13	2,07	0,26	5,2	2×3T14 2×3T12	16,03
2eme - 3eme	1	0,65	0,13	2,22	0,28	5,6	2×6T10	9,42
	2	0,65	0,13	1,16	0,15	3	2×6T10	9,42
4eme - 8eme	1	0,65	0,13	1,9	0,24	4,8	2×6T10	9,42
	2	0,65	0,13	0,82	0,10	2	2×6T10	9,42

• Aciers horizontaux

Tab .V.29 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (Vy4)

Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	A <sub>h1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
(RDC, 1 <sup>er</sup> )	2,38	4,9	10,68	1,95	10,68	2×5T12	11,31	20
(2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> )	1,81	3,73	6,28	1,95	6,28	2×5T12	7,85	20
(4 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> )	1,28	2,64	6,28	1,95	6,28	2×5T10	7,85	20

• Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tab .V.30 : Calcul des aciers de couture des voiles (Vy4)

Voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$S_T$	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Vy4 $L_i=0,5$	(RDC, 1 <sup>er</sup> )	2,38	9,52	2 x 5T12	20	11,3
	(2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> )	1,81	7,24	2 x 4T12	25	9,05
	(4 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> )	1,28	5,12	2 x 4T12	25	9,05

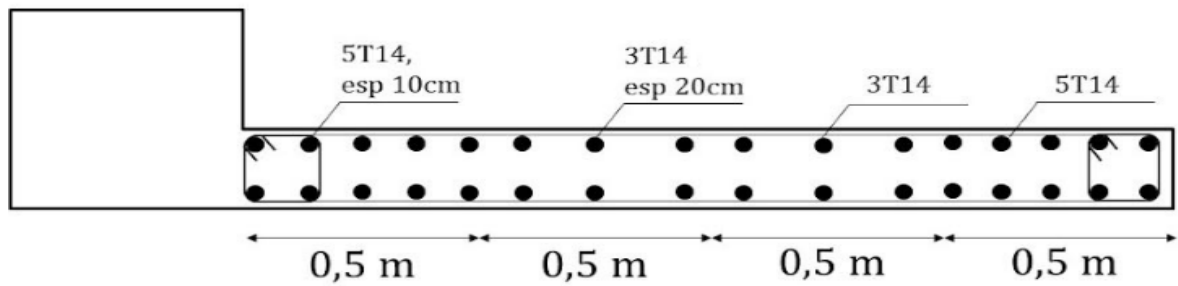


Fig V. 19 : Shéma de Ferrailage de voile V1,V2 RDC

**Conclusion**

Les efforts sont déterminés par le logiciel [5] .

les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres, et poteaux sous les différentes combinaisons de charge.

**VI.1.Introduction**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
  - Semelle isolée
  - Semelle filante
  - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

**VI.2 Choix du type de fondations**

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol ( $\sigma_{sol}$ ). L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. [6]
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

**VI.3.Calcul des fondations**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On choisie une fondation par les semelles filantes et/ou radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation

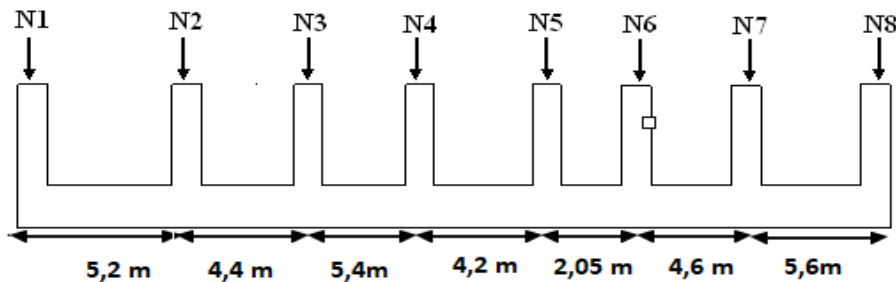
**VI.3.1.Semelles filantes**

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (S<sub>s</sub> / S<sub>b</sub> < 50 %)



**Fig.VI.1:** Semelle filante.

On doit vérifier que :  $S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Tel que:

- $N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur du fil considéré.
- On tire de l'équation (au dessus) la valeur de B :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

**Tab.VI.1 :** Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
1	7622.6	15	2,54	2,6	39
2	7686,82	15	2,56	2,6	39
3	7531,356	15	2,51	2,6	39
4	3169,821	5,2	3,4	3,4	17,68
5	2089,101	5,2	2	2	10,4
6	7135,389	20,20	1,76	1,8	36,36
7	7372,716	20,20	1,82	1,9	38,38
8	11547,363	20,20	2,85	2,9	58,58

$$S_s = 39 + 39 + 39 + 17,68 + 10,4 + 36,36 + 38,38 + 58,58 = 278,4 \text{ m}^2.$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 427,58 = 213,79 \text{ m}^2$$

$$S_s = 278,4 \text{ m}^2 > 0,5 S_b = 213,79 \text{ m}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, alors il est préalable d'opter pour un **radier général nervuré**.

### VI.3.2.Radier nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

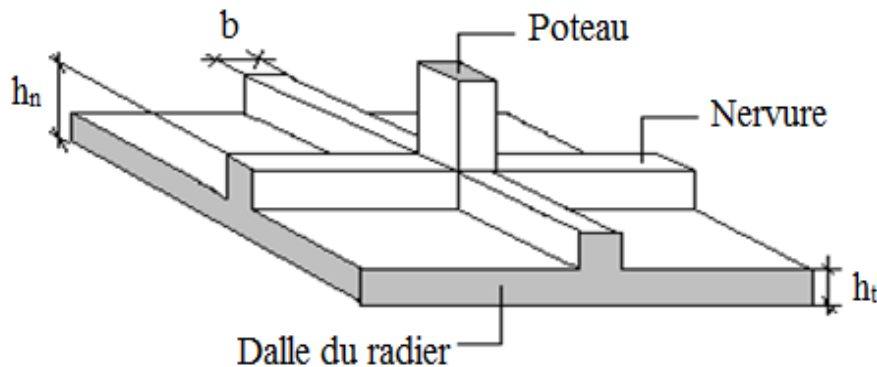


Fig VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

#### VI.3.2.1Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

- $S_{\text{rad}}$  : Surface en plan du radier :  $S = \sum S_i = 427,58 \text{ m}^2$
- $S_{\text{débr}}$  : Surface du débord (0,50 m ajouté sur tous le périmètre) :  $S_{\text{débr}} = 63,38 \text{ m}^2$
- $S_b = S_{\text{rad}} + S_{\text{débr}} = 490,96 \text{ m}^2$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 54290,68 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve :  $S_{\text{nec}} \geq 271,45 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 490,96 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :  $\frac{S_{\text{nécessaire}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{271,45}{490,96} = 55,29\% > 50\%$



Donc la surface totale du radier est :  $S_{\text{totale}} = 490,96 \text{ m}^2$

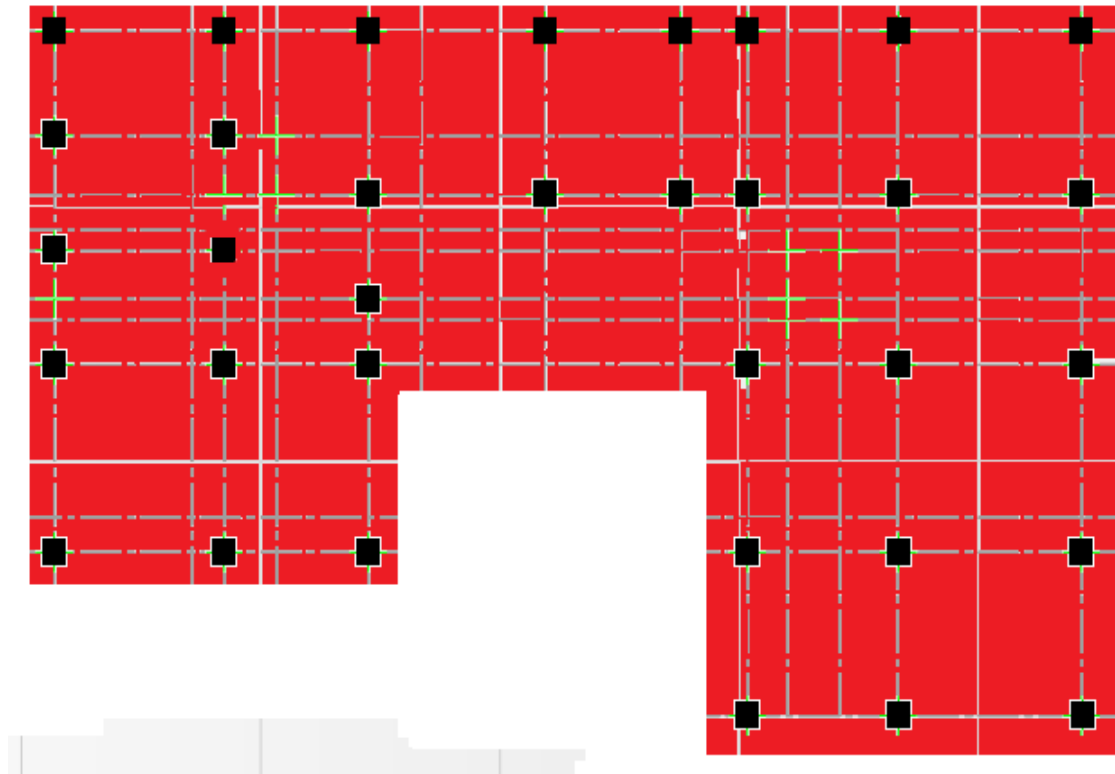


Fig.VI.3: Disposition de radier nervuré avec le débord.

### VI.3.2.2. Pré-dimensionnement du radier nervuré

#### VI.3.2.2.1. Dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec:  $L_{\text{max}}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 560\text{cm} \Rightarrow h_1 \geq 28\text{cm}$$

On prend : **h = 50cm**

## VI.3.2.2 Nervure

## ❖ Largeur de nervures

## • Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56\text{cm} \implies \text{On prend : } \mathbf{b = 60\text{cm}}$$
 dans les deux sens (x-x et y-y)

## ❖ Hauteur des nervures

## • Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \text{On a : } \mathbf{L_{\max} = 5,60\text{m}} \implies 37,33\text{cm} < h_N < 56\text{cm}$$

On prend :  $\mathbf{h_{n1} = 50\text{cm}}$

## • Condition de la raideur

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur 'a' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :  $(\pi/2 L_e + b)$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à  $(\pi/2 L_e + b)$  le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

## • Application numérique

On veut que :  $(\pi/2 L_e + b \geq L_{\text{entre axe}})$

$$- b = 60 \text{ cm (largeur du poteau)}$$

$$- L_{\text{entre axe}} = 5,60 \text{ m}$$

$$\implies L_e = ?$$

A partir de la formule (au dessus) on calcule la valeur de h :

$$\text{On aura : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_c)^4}{E}}$$

- I : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- E : Module d'élasticité dérivé du béton (prendre en moyenne  $E_D = 20000 \text{ Mpa}$ )
- K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K = 0,5 (kg/cm<sup>3</sup>) → pour un très mauvais sol.
- K = 4 (kg/cm<sup>3</sup>) → pour un sol de densité moyenne.
- K = 12 (kg/cm<sup>3</sup>) → pour un très bon sol.

On a choisi K = 4 (kg/cm<sup>3</sup>) pour un sol de densité moyenne.

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left( \frac{2 \times 5000}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_2 \geq 85,42\text{cm} \quad \text{On prend : } \Rightarrow \quad \mathbf{h_{n2} = 100\text{cm}}$$

• **Condition de poinçonnement**

On doit vérifier la condition suivante [3] :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_u \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 2391,86 \text{ kN}$ )
- $U_c$  : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ( $U_c = 2[(a+b)+2h]$ )
- a,b : Dimensions du poteau du sous sol (60×60).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h_{N3} \geq 72,48\text{cm} \Rightarrow \text{On opte : } \mathbf{h_{n3} = 80\text{cm}}$$

• **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} ; q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml}$$

$N_u = N_{u1}$  (superstructure)

On a :

- $N_u = 74097.433$  [5]
- $S_{\text{radier}} = 490,96\text{m}^2$
- $L_{\text{max}} = 560\text{m}$

–  $b = 0,60\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{radier}} b (0,9 \bar{\tau})} = 30,18 \quad h_{N4} \geq 30,18\text{cm} \implies \text{On opte : } \implies \mathbf{h_{n4} = 40\text{cm}}$$

D'où :  $h_N \geq \max (h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}; h_{n4})$  donc on prend :

$$\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm (sens x-x).} \\ h_N = 100 \text{ cm (sens y-y).} \end{cases}$$

Nous optons pour les dimensions de notre radier suivantes:

✓ Epaisseur de la dalle du radier :  $h_{\text{radier}} = 50\text{cm}$

✓ Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 100\text{cm (sens(x-x))} \\ h_N = 100\text{cm (sens(y-y))} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

### VI.3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

➤ **Position du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = 17,40\text{m} \\ Y_G = 12,143 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Moments d'inertie**

$$\begin{cases} I_{xx} = 28091,031 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 44264,755 \text{ m}^4 \end{cases}$$

### VI.3.2.4. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement [1]:

On doit vérifiée que :  $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$

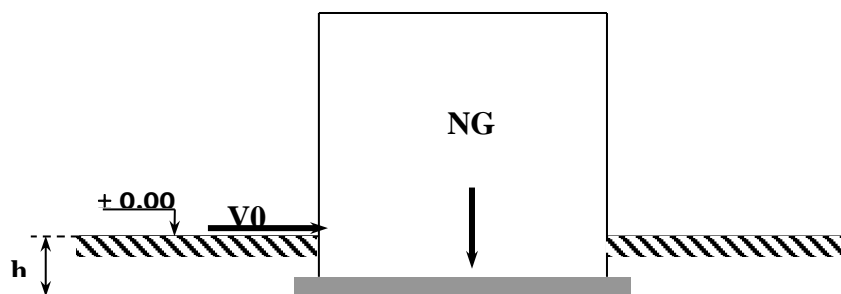


Fig.VI.4: La charge verticale et l'effort tranchant.

- N : Charge verticale permanente.
- $N = N_1 + N_2$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 47714,062 \\ N_2 : \text{Poids propre du radier.} \\ N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 490,96 \times 0,5 = 6137 \text{ kN} \\ N = 53851,062 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

-  $M_r = \sum M_0 + V_0 h$  (Moment de renversement dû aux forces sismique).

-  $M_0$  : Moment à la base de la structure d'après [5]

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 120317,41 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 132156,96 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

-  $V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure d'après [5]

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{0x} = 7008,59 \text{ kN} \\ V_{0y} = 5988,27 \text{ kN} \end{array} \right.$$

-  $h$  : Profondeur de l'ouvrage de la structure :  $h = 4,06\text{m}$ .

Les résultats ont résumés sur le tableau qui suit :

**Tab.VI.2:** Résultats de calcul de la stabilité du radier.

N(kN)	$M_{rx}(\text{kN.m})$	$M_{ry}(\text{kN.m})$	$e_x \text{ (m)}$	$e_y \text{ (m)}$	$L_x/4$	$L_y/4$	Remarque
53851,062	148772,2854	156469,3362	2,76	2,90	5,05	7,97	Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4, donc notre structure est stable dans les deux sens.

### VI.3.2.5 Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par :  $N_{ser} = \sum N_{ser(\text{super structure})} = 54290,68 \text{ kN}$

#### VI.3.2.5.1 Sollicitation du premier genre

À l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{54290,68}{490,96} = 110,58 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{ser} = 110,58 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

#### VI.3.2.5.2 Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

On vérifie que

- $\sigma_1$  Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{\text{sol}}$
  - $\sigma_2$  Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
  - $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1,33\sigma_{\text{sol}}$
- **ELU :**
    - $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 74278,19 \text{ kN}$
    - $M$  : le moment de renversement.
    - $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$

**Tab.VI.3:** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	243,4434881	59,139	197,36
<b>Sens y-y</b>	194,2154365	108,3680	172,75
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}}$

- **ELS :**
  - $N_{\text{ser}} = 54290,68 \text{ KN}$ .
  - $M$  : le moment de renversement.
  - $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$

**Tab.VI.4 :** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	202,73	18,42	156,65
<b>Sens y-y</b>	153,5043	67,65	132,04
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}}$

Nous remarquons :

- Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**VI.3.2.6 Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

➤ **ELU** :  $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 197,36 \text{ kN/m}^2$

➤ **ELS** :  $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 156,65 \text{ kN/m}^2$

**VI.3.3 Ferrailage de la dalle du radier**

**VI.3.3 .1 Détermination des efforts**

- Si :  $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$ , La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.} \end{cases}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

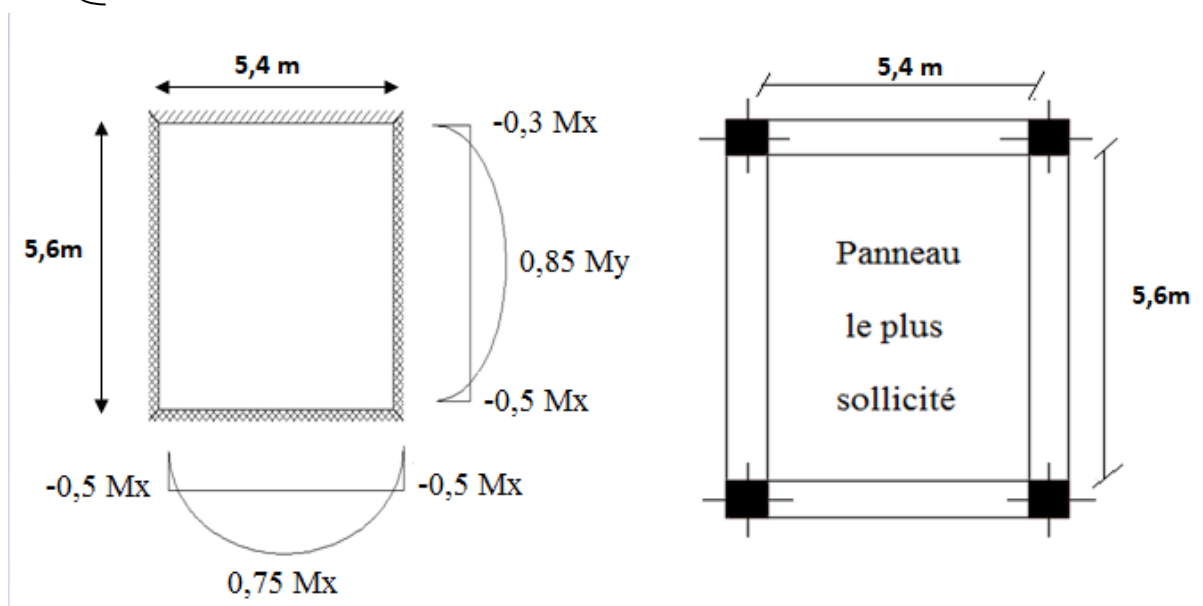
➤ **Panneau de rive**

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$$

- **Moment sur appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui).} \end{cases}$$



**Fig.VI.5:** Panneau le plus sollicité.

➤ **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x \\ M_{ty} = 0,75 M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis

$$\Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si  $L_x / L_y < 0,4$  ; La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

➤ **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU**

$$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 197,36 \text{ kN/m}$$

- **ELS**

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 156,65 \text{ kN/m}$$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < L_x / L_y < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.5:** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
5,4	5,6	0,96	0,0401	0,9092	197,36	230,77	173,07	209,81	157,35	115,38

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.6:** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$Q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
5,4	5,6	0,96	0,0401	0,9092	156,65	183,17	137,37	166,54	124,90	91,585

**VI.3.3 .2Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:



$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=50\text{cm}$   
 $d=0,9h=45\text{cm}$

**Tab.VI.7** : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	173,07	0,060	0,077	43,614	11,40	6T16	12,06	15
	y-y	157,35	0,054	0,069	43,75	10,33	6T16	12,06	15
Appui	x-x	115,38	0.040	0.051	44,08	7,52	7T14	10,78	14
	y-y								

❖ **Espacement**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \text{Min}(2h;25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(100\text{cm};25\text{cm}) = 25\text{cm}, \text{ Pour les As parallèle à Lx.} \\ S_{ty} \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm}, \text{ Pour les As parallèle à Ly.} \end{array} \right.$$

En travée :

- **Sens x-x** :  $S_{tx} = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 25\text{cm}$

On prend :  $S_t = 15\text{cm}$

- **Sens y-y** :  $S_{ty} = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$

On prend :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Aux appuis :  $S_{ta} = \frac{100}{7} = 14,28 < 33\text{cm}$

On prend :  $S_t = 14\text{cm}$ .

**VI.3.3 Vérifications nécessaires**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2 < 12,06\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**Béton** :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$

**Acier** :  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d-Y) \leq \sigma_s = 201,63 \text{ MPA}$

Avec :

- $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

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

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Tab.VI.8 : Vérification des contraintes du radier.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	137,37	12,06	11,07	253479,2705	5,99	15	275,81	201,63	Non vérifie
	y-y	124,90	12,06	11,07	253479,2705	5,45	15	250,78	201,63	Non vérifie
Appuis	x-x	91,58	10,78	10,55	231047,3434	4,18	15	204,48	201,63	Non vérifie
	y-y									

Les contraintes n'étant pas vérifiées, nous avons augmenté la section des aciers

(Tableau VI.9)

Tab.VI.9: Ferrailage des panneaux du radier finale.

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub>
Travée	x-x	173,07	0,060	0,077	43,614	11,40	7T20	21,99	14
	y-y	157,35	0,054	0,069	43,75	10,33	7T20	21,99	14
Appui	x-x	115,38	0.040	0.051	44,08	7,52	7T16	14,07	14
	y-y								

Tab.VI.10: Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	137,37	21,99	16,65	354588,18	6,45	15	164,74	201,63	vérifie
	y-y	124,90	21,99	16,65	354588,18	5,86	15	149,78	201,63	vérifie
Appuis	x-x	91,58	14,07	14,01	294351,02	4,35	15	144,62	201,63	vérifie
	y-y									

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées (Tab.VI.10)

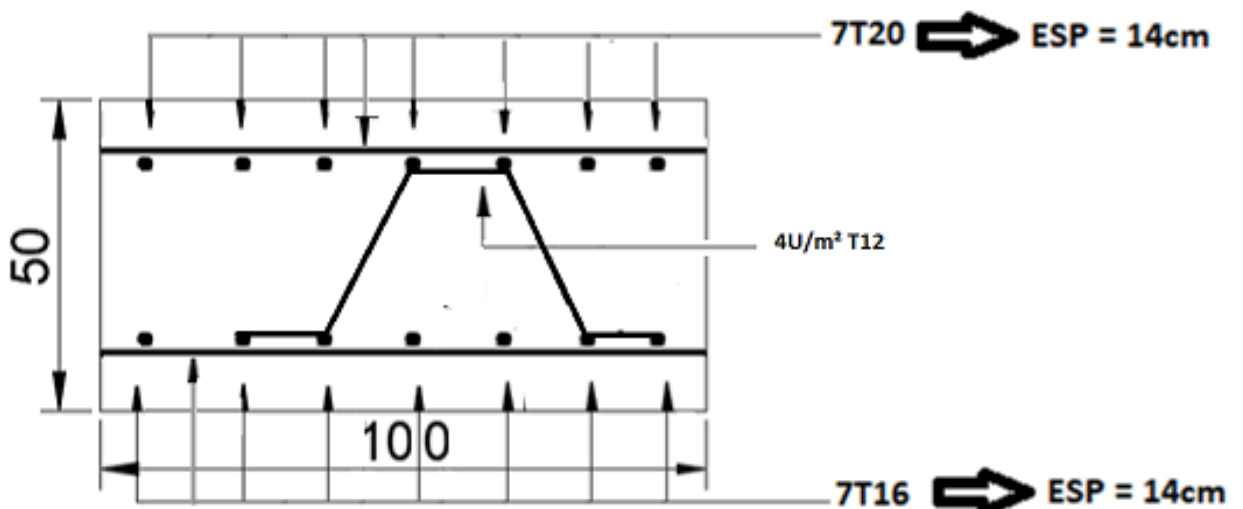


Figure Fig.VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier.

**VI.3.4.Ferraillage des nervures**

**VI.3.4.1Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

On a :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : suivant y-y  $M_t = 0,85 M_0$   
 suivant x-x  $M_t = 0,75 M_0$   
 Sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

**VI.3.4.2Calcul des armatures**

Les données :  $b = 60\text{cm}$  ;  $h = 100\text{cm}$  ;  $d = 90\text{cm}$  ;

➤ **Sens porteur (y-y)**

$L = 5,60\text{m}$  ;  $P = 197,36 \text{ kN/ml}$  ;

**Tab.VI.11:** Ferraillage des nervures.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	657,60	0,095	0,125	85,5	22,10	8T20	25,13	10
Appuis	386,82	0,056	0,072	87,40	12,71	7T16	14,07	10

➤ **Sens non porteur (x-x)**

$L = 5,4\text{m}$  ;  $P = 197,36 \text{ kN/ml}$  ;

**Tab.VI.12:** Ferraillage des nervures.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	539,53	0,078	0,101	86,36	17,95	9T16	21,99	10
Appuis	359,68	0,052	0,066	87,62	11,79	7T14	12,31	10

**VI.3.4.3.Vérifications nécessaires**

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,52\text{cm}^2$$

**Tab.VI.13:** Vérification de la condition non fragilité .

	Position	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Sens Y	Travée	25,13	6,52	Oui
	Appuis	14,07	6,52	Oui
Sens X	Travée	18,10	6,52	Oui
	Appuis	12,31	6,52	Oui

• Vérification des contraintes à l'ELS

**Tab.VI.14:** Vérification des contraintes des nervures.

	Position	$M_{ser}$ (Kn.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\Sigma bc$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens Y-Y	Travée	521,95	25,13	32,82	1939500,61	8,83	15	230,8	201,6	OUI
	Appuis	307,03	14,07	25,28	1207138,61	6,42	15	246,9		OUI
Sens X-X	Travée	428,24	18,10	28,81	1494809,948	8,25	15	262,8	201,6	OUI
	Appuis	285,49	2,31	24,57	1087153,08	6,45	15	257,7		OUI

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature. Le redimensionnement de la section d'armature est présenté dans le tableau suivant

**Tab.VI.15:** Redimensionnement des armatures des nervures.

	Sens	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
Travée	x-x	17,95	8T16+4T14	22,24	10
	y-y	22,10	8T20+4T14	31,29	10
Appui	x-x	11,79	6T16+4T14	18,22	10
	y-y	12,71	6T16+4T14	18,22	10

❖ Après vérification nous obtenons les résultats résumés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.16:** Vérification des contraintes des nervures après augmentation des armatures.

	Position	$M_{ser}$ (Kn.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens Y-Y	Travée	521,95	31,29	36,46	2314755,2	8,22	15	181,08	201,6	OUI
	Appuis	307,03	18,22	28,89	1502870,7	5,90	15	187,26		OUI
Sens X-X	Travée	428,24	22,24	31,29	1762572,1	7,60	15	197,96	201,6	OUI
	Appuis	285,49	18,22	28,89	1502870,7	5,48	15	174,12		OUI

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

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \\ T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{197,63 \times 5,60}{2} = 553,364 \text{ kN} \\ \tau_u = \frac{553,364 \times 10^3}{700 \times 990} = 1,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

**VI.3.4.4 Ferrailage transversal**

- Selon le règlement [2 ]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa} \end{array} \right.$$

- Selon le règlement [1 ]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \quad \text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

Donnée :  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  $\tau_u = 1,024 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$  ;  $b = 60\text{cm}$  ;  $d = 90\text{cm}$ . On trouve :

- $S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$  /  $S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

**Tab.VI.17:** Ferrailage transversal et l'espacement.

	St(cm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Zone nodale	15	2,7	6T10	4,71
Zone courante	20	3,6	6T10	4,71

VI.3.4.5. Armature 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. Pour les bâtiments courants on a  $3\text{cm}^2/\text{m}$  pour les armatures de peau,  $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,00 = 3,0 \text{cm}^2$  (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend :  $4\text{T}12 = 4,52 \text{cm}^2$

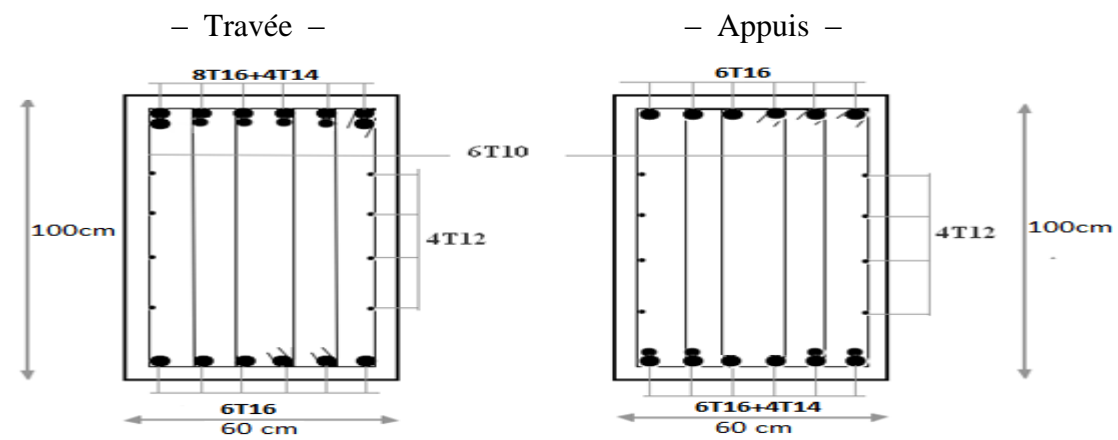


Fig.VI.7: Schéma de ferrailage des nervures X-X.

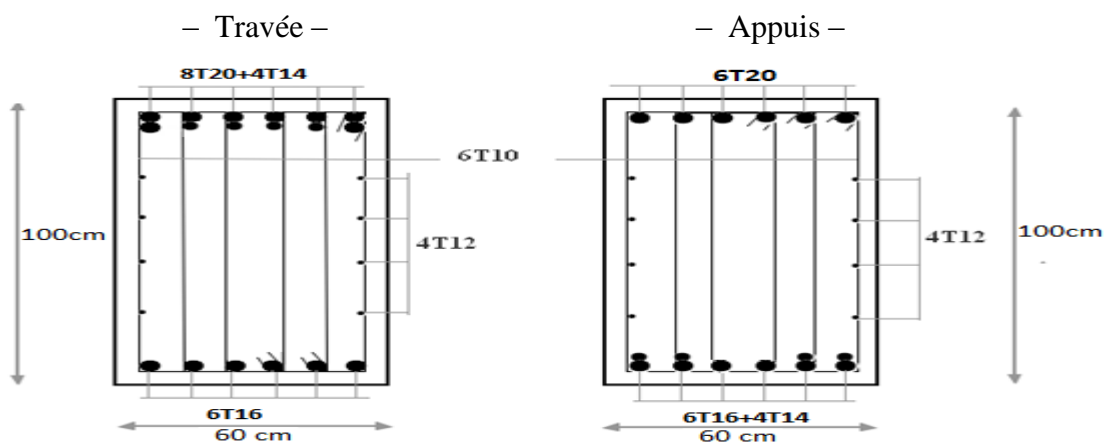
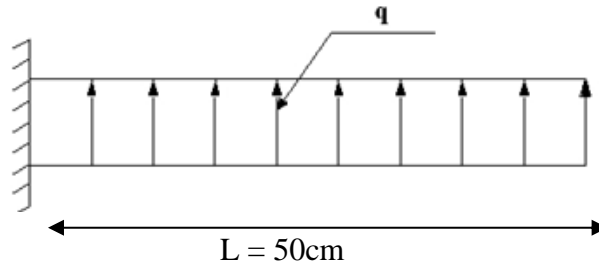


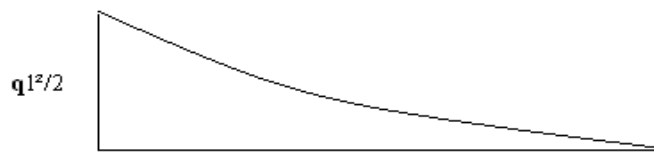
Fig.VI.8: Schéma de ferrailage des nervures Y-Y.

**VI.3.5..Ferrailage du Débord**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 0,50m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.



**Figure Fig.VI.9** : Schéma statique des débords.



**Figure Fig.VI.10** : Diagramme des Moments.

**VI.3.5.1Calcul de ferrailage**

Les données :  $q_u = 197,36$  /ml,  $b = 100cm$ ,  $h = 50cm$ ,  $f_{c28} = 25MPa$ ,  $\sigma_{bc} = 14,17$  Mpa.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 24,67kNm ; \sigma_s = 348MPa$$

**Tab.VI.18** : Ferrailage de débordements.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm)	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	20,96	0,007	0,878	29,16	2,00	5,43	4T14	6,16	25
Appuis	12,33	0,004	0,501	35,98	1,16	5,43	4T14	6,16	25

• **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,54cm^2 \leq A_r \leq 3,08cm^2$$

On prend :  $4T8=2,01$  cm<sup>2</sup> ,  $S_t = 25cm$

**VI.3.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 156,65 \text{ kN/ml} \\ M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 19,58 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

❖ Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.19:** Vérifications des contraintes du débord.

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Vérification</b>
19,58	6,16	9,87	144231,3863	1,33	15	4,76	201.63	OK

**VI.4. Etude du voile périphérique**

**VI.4.1. Pré-dimensionnement**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique[1] , il faut que :

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B=20 cm (Section du voile).

**VI.4.2. Evaluation des charges**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_z = 3,06\text{m}$  ;  $L_y = 5,60 \text{ m}$ .



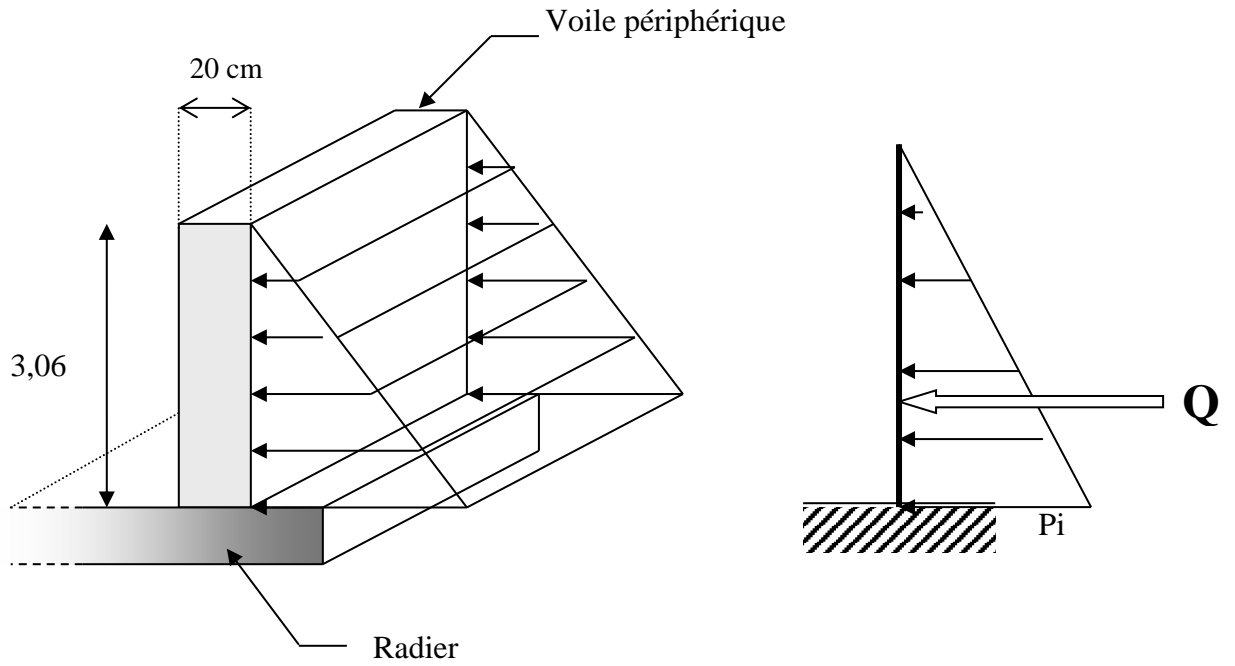


Fig.VI.11: Schéma statique.

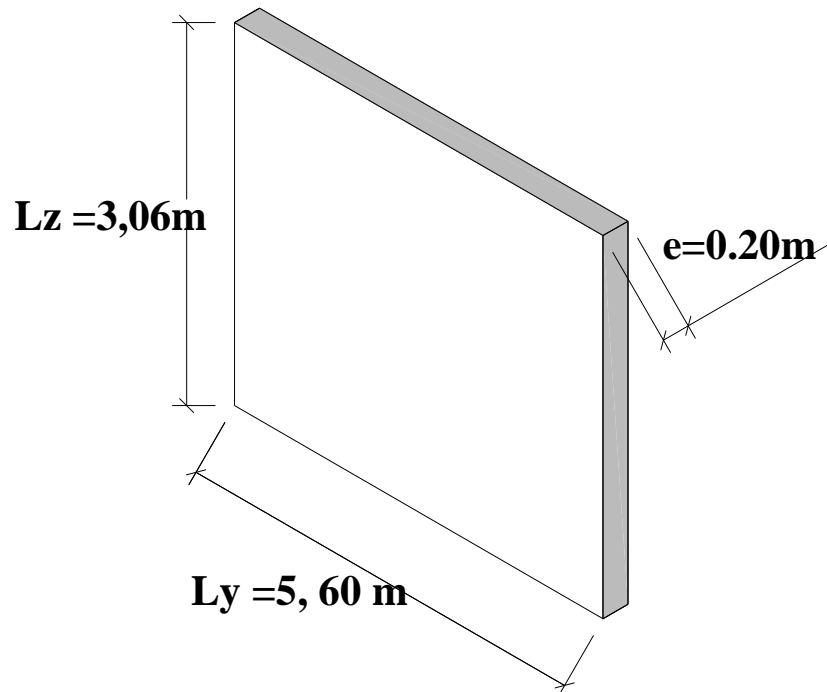


Figure Fig.VI.12 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). [2 ]

La charge de poussées des terres est données par :  $P_i = k_0 \times \gamma_d \times H \dots \dots \dots (1)$

Avec :

- $P_i$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- $k_0$  = Coefficient de poussée =  $\text{tg}^2 \cdot [ (\frac{\pi}{4}) - (\frac{\phi}{2}) ]$ .
- $\gamma_d$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_d=20,00\text{kN/m}^3$ ).
- $H$  = Hauteur du voile ( $H=3,06\text{m}$ ).
- $\phi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $28^\circ$
- $\phi = 28^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,195$

En remplaçant dans l'équation (1), on aura :

Donc :  $P_i = K_0 \times \gamma_d \times H = 11,93\text{kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 \times P_i = 16,11 \text{ kN/ml}$

**VI.4 .3 .Effort dans la Dalle**

$\frac{L_z}{L_y} = 0,54 > 0,4 \implies$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_z = 0,0908 \\ \mu_y = 0,25 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} M_z = \mu_z P_u L_z^2 = 13,69\text{kN.m} \\ M_y = \mu_y M_z = 3,42\text{kN.m} \end{array} \right.$$

• **Moment en travée**

- $M_{tz} = 0,85M_z = 11,63 \text{ kN.m}$
- $M_{ty} = 0,85M_y = 2,90 \text{ kN.m}$

• **Moment sur appuis**

- $M_{az} = M_{ay} = 0,5M_z = 8,05 \text{ kN.m}$

**VI.4 .4 Calcul du Ferrailage**

Les données :  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 20\text{cm}$  ;  $d = 18\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.20** : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	z-z	11,63	0,025	0	0,031	17,77	1,88	2,17	4T10	3,14	25
	y-y	2,90	0,006	0	0,007	17,94	0,46	2,17	4T10	3,14	25
<b>Appuis</b>	z-z, y-y	8,05	0,017	0	0,021	17,84	1,29	2,17	4T10	3,14	25

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2 > 1,88\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

- **Condition exigées :** le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes [1].

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 < 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**VI.4 .5 Vérifications**

**VI.4 .5.1.Vérification de l’effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_z = \frac{q_u L_z L_y}{2L_z + L_y} = 23,55\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_z}{3} = 16,43\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_z; T_y) = 23,55\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{23,55 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,130 \text{ MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**VI.4 .5.2.Vérification à l’ELS**

**VI.4 .5.2.1Evaluation des sollicitations à l’ELS**

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,54 > 0,4 \Rightarrow \mu_z = 0,0908 ; \mu_y = 0,25$$

$$P_{\text{ser}} = 11,93 \text{ kN/ml}$$

$$M_z = \mu_x P_{\text{ser}} L_z^2 = 10,14 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 2,53\text{kNm}$$

- **Moment en travée**
  - $M_{tz} = 0,85M_z = 8,61 \text{ kNm}$
  - $M_{ty} = 0,85M_y = 2,15 \text{ kNm}$
- **Moment sur appuis**
  - $M_{az} = M_{ay} = 0,5M_x = 5,07 \text{ kNm}$

**VI.4 .5.2.2 Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

**Tab.VI.21:** Vérification des contraintes du voile périphériques.

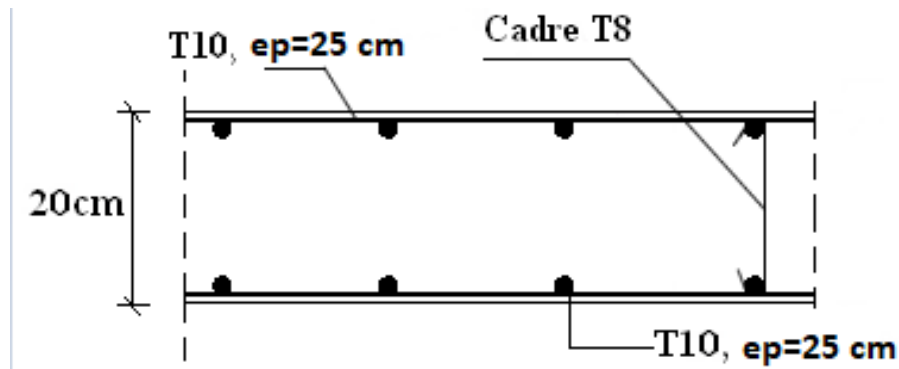
	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	z-z	8,61	3,14	4,38	11538,17	3,26	15	152,4	201.6	vérifié
	z-z	2,15	3,14	4,38	11538,17	0,81	15	37,95	201.6	vérifié
<b>Appuis</b>	z-z, y-y	5,07	3,14	4,38	11538,17	1,92	15	89,7	201.6	vérifié

**VI.4 .5.2.3 Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_z} \geq \frac{M_t}{20M_z} \\ \frac{h}{L_z} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0653 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,0653 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 1,74 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Fig.VI.13:** Ferrailage du voile périphérique sens z-z.

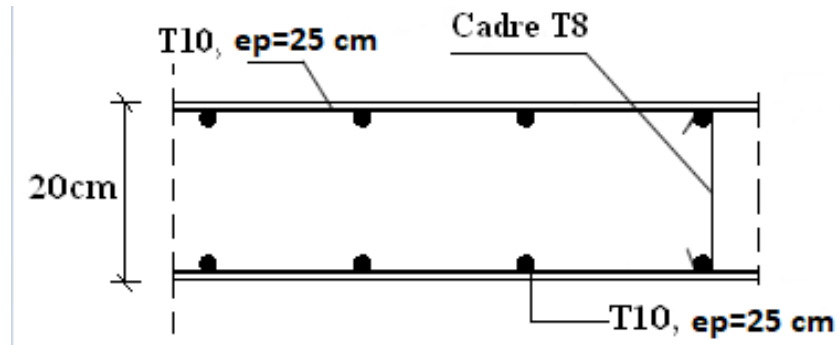


Fig.VI.14: Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

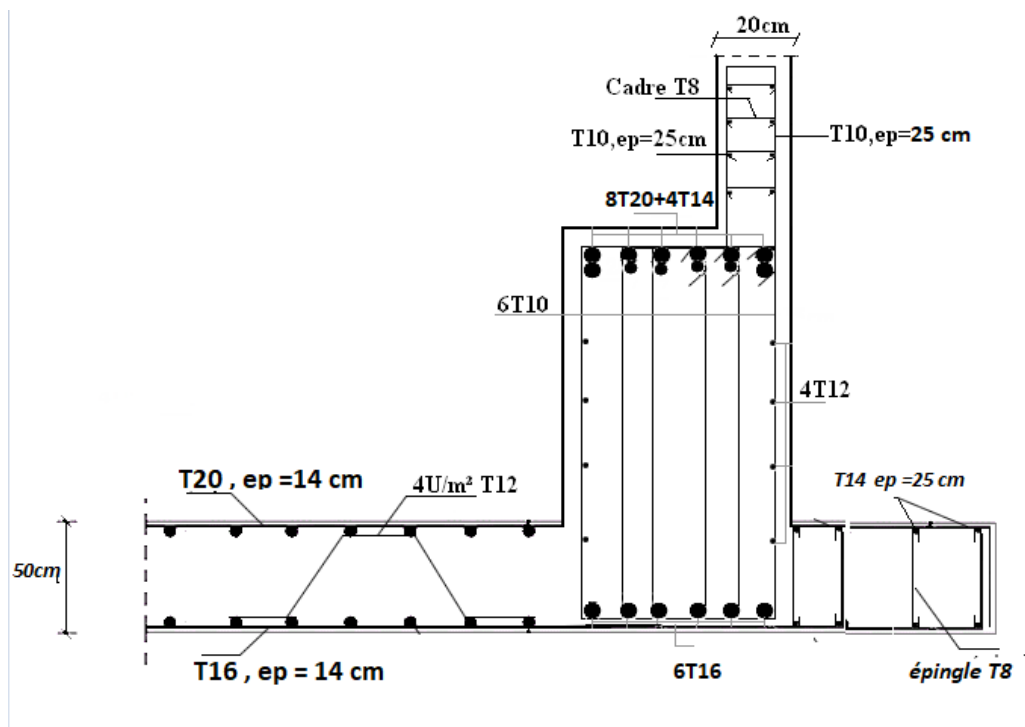


Fig.VI.15: Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique et débord sur une coupe en travée.

### VI.5.Conclusion

Nous avons obtenu une fondation superficielle radier nervuré car le site de la structure est meuble et la contrainte admissible égale 2 bar. On a dimensionné et ferrillé ce radier, la nervure et le voile périphérique. Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ L'épaisseur du radier  $e = 50$  cm.
  - ✓ La hauteur de nervure  $h_{NA} = 100$ cm.
  - ✓ La largeur de nervure  $b = 60$ cm
  - ✓ Débord de 50cm.
  - ✓ Voile périphérique fixe à une épaisseur de 20cm.
- Le choix des sections aciers est le suivant :
- ✓ Radier :
    - Travée : sens x-x : 7T20,  $e_p = 14$ cm.  
sens y-y : 7T20,  $e_p = 14$ cm.
    - Appuis : les deux sens : 7T16,  $e_p = 14$ cm.
  - ✓ Nervure :
    - Travée : sens x-x : 8T16+4T14,  $e_p = 10$ cm.  
sens y-y : 8T20+4T14,  $e_p = 10$ cm.
    - Appuis : sens x-x : 6T16+4T14,  $e_p = 10$ cm.  
sens y-y : 6T16+4T14,  $e_p = 10$ cm.
  - ✓ Débord :
    - Appuis et travée : 4T14,  $e_p = 25$ cm.
  - ✓ Voile périphérique :
    - Travée : sens z-z : 4T10,  $e_p = 25$ cm.  
sens y-y : 4T10,  $e_p = 25$ cm.
    - Appuis : les deux sens : 4T10,  $e_p = 25$ cm.

## Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaires ainsi que de les approfondir concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur

Les principales conclusions retenues a la fin de notre mémoire sont :

- ❖ Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.
- ❖ Le séisme reste l'une des plus dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- ❖ La compréhension des facteurs sur le comportement dynamique d'une structure en vibration libre non amorti, nécessite l'analyse de plusieurs configurations et de modèles de système de contreventement pour avoir une bonne distribution des voiles. Ces derniers réduisent l'effet de torsion et minimisent le déplacement inter étages, tout en respectant les lois en vigueur tel que R.P.A99 V 2003, La rigidité de la structure est assurée avec la vérification des déplacements
- ❖ La vérification de l'effort tranchant à la base est nécessaire et indispensable. Si elle n'est pas vérifiée nous pouvons dire qu'il y a une sous estimation de l'action sismique sur le bâtiment et il faut augmenter alors ces efforts.
- ❖ La vérification de l'effort réduit permet de vérifier l'écrasement du béton sous une charge verticale.
- ❖ Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux et poutres) a été fait par la méthode classique (poutres en flexion simple, poteaux en flexion composé), en vérifiant les critères imposés par RPA99v2003 et BAEL99. Par contre les voiles ont été ferrillées par la méthode des contraintes.
- ❖ Une disposition adéquate des voiles doit satisfaire la condition de rigidité latérale mais aussi le ferrailage optimal de ces derniers.
- ❖ Pour les fondations, nous avons adopté un radier général nervuré qui satisfait la résistance de la rigidité imposée par les règlements en vigueur.

Cette étude nous a permis d'exploiter et d'enrichir nos connaissances dans les règlements des constructions Algériens, de mettre en application les logiciels de calcul récents tels que (SAP2000, SOCOTEC,ect.....).

## **Références bibliographiques :**

[1] :Les règlements parasismiques algériens 99 /version 2003 [1]

[2] : BAEL 91. modifié 99.

[3] :CBA 93

[4] :DTR charges permanentes et surcharges d'exploitations [4]

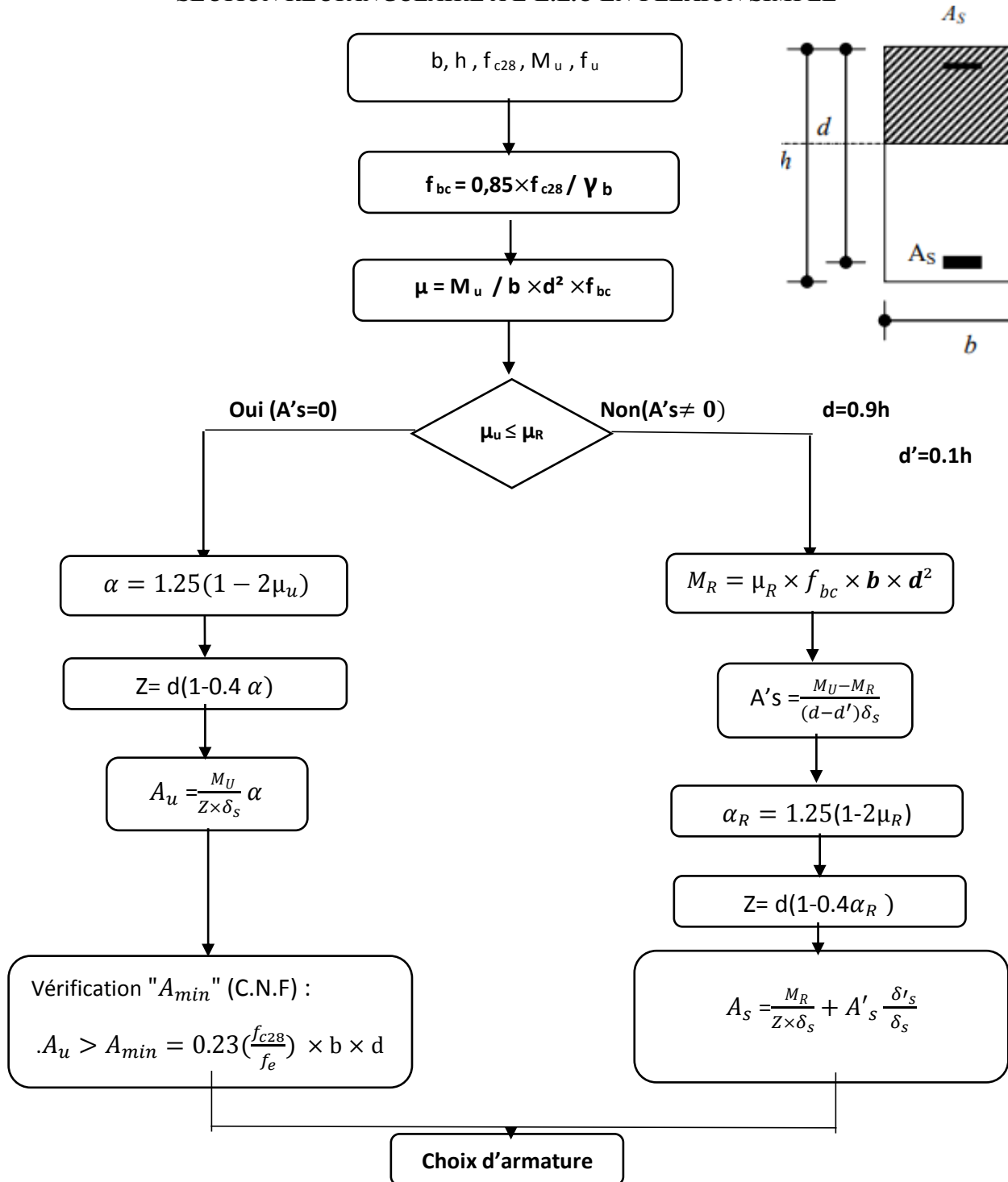
[5] :Sap2000 version (14.2.2)

[6] :Rapport de sol



# Annexe

## ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Situation durable

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right.$$

situation accidentelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right.$$

**Tableau 1 : les valeurs utilisées par l'organigramme**

Nuance	Combinaisons durables			Combinaisons accidentelles		
	$\gamma_s=1.15$			$\gamma_s=1$		
	$f_e/\gamma_s$ (MPa)	$\alpha_{limite}$	$\mu_{limite}$	$f_e/\gamma_s$ (MPa)	$\alpha_{limite}$	$\mu_{limite}$
FeE215	189	0.789	0.429	215	0.765	0.422
FeE235	204	0.774	0.425	235	0.749	0.418
FeE400	348	0.668	0.391	400	0.636	0.379
FeE500	435	0.617	0.371	500	0.583	0.358

**Tableau 2 : sections des armatures**

Section en « cm<sup>2</sup> », diamètre  $\phi$  en « mm »

$\phi$	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	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	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
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