

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département **Génie civil**

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**MEZIANI OMAR**  
**YOUSFI YUCEF**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie civil**  
Option : **Bâtiment**

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment à usage multiples en  
(RDC+8 étages + entre-sol + sous-sol)  
en béton armé**

**Devant le jury composé de :**

Laib Abdelghani	MCB	UAMOB	Président
Abdelhamid Abdelmalek	MAA	UAMOB	Examineur
Aouari Issam	MAB	UAMOB	Examineur
Djouabi Hamza	MAA	UAMOB	Encadreur

**Année Universitaire 2017/2018**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

السَّلَامُ عَلَيْكُمْ وَرَحْمَةُ اللَّهِ وَبَرَكَاتُهُ

## **Dédicace**

**Je dédie ce modeste travail à :**

- ❖ **Ma très chère mère ,qui m'a tant aidé avec son soutien ,elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance**
- ❖ **Mon très cher père pour sa patience et sa compréhension**
- ❖ **Tous mes amis**
- ❖ **Toute la promotion génie-civil**

**M. Oma**

## **Dédicace**

**Je dédie ce modeste travail à :**

- ❖ **Ma très chère mère ,qui m'a tant aidé avec son soutien ,elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance**
- ❖ **A mes chers frères et à toute la famille**
- ❖ **Tous mes amis**
- ❖ **Toute la promotion génie-civil 2017/2018.**

**Y . Youcef**

## **Remerciement :**

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier et à exprimer nos profondes reconnaissances à notre promoteur **Mr Djouabi hamza** qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions aussi les membres du jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'examiner et de juger notre travail.

Nous tenons aussi à remercier tout particulièrement et à témoigner toute notre reconnaissance à notre chef de département **Mr Abdelhamid**, et tous nos professeurs de génie civil pour leur expérience enrichissante et pleine d'intérêts qu'ils nous ont fait partager durant

Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire akli moand oulhadj de bouira et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvent ici nos sincères reconnaissances.

## Résumé

La conception d'une structure dans zone sismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur.

Cependant, le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, Le comportant (Sous-sol +entre-sol+ RDC + 8 Etages) qui sera implanté à la commune corso wilaya de boumerdes . La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB 93 et RPA 99/2003).

Nous présentons ce travail en six chapitres : (Après une introduction générale et une présentation de l'objectif). Le premier chapitre est dédié à la présentation générale de notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa construction, le deuxième chapitre est consacré au Pré dimensionnement de la structure en béton armé, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires, le quatrième chapitre s'attache à l'étude dynamique du bâtiment qui a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel Etabs 9.7.1 et le cinquième chapitre présente le ferrailage de l'ossature de la superstructure. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol et nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

## ملخص

يعتبر تصميم بناية في منطقة زلزالية مشكلة معقدة نظراً للحاجة إلى تلبية متطلبات السلامة التي تفرضها اللوائح الحالية.

و هذا المشروع هو دراسة مبنى سكني ( تحت ارضي+تحت ارضي + أرضي + 8 طوابق) ، يقع في بلدية قورسو في ولاية بومرداس.

ان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية يتم من قبل أروقة تستعد من قبل الأشرطة التحجيمي وحساب تعزيز جميع العناصر المقاومة وقد تم تأسيسها وفقا للوائح الجزائرية (CAB 93 و RPA 99/2003).

نقدم هذا العمل في ستة فصول (بعد مقدمة عامة و عرض للهدف) : الفصل الأول مخصص للعرض العام لعملنا والمواد التي تستخدم في بنائه ، ويكرس الفصل الثاني إلى الأبعاد المسبقة من البنية الخرسانية المسلحة ، يقدم الفصل الثالث الحساب العناصر الثانوية ، يركز الفصل الرابع على الدراسة الديناميكية للمبنى التي تم تأسيسها وفقاً للطريقة العددية ، مع برنامج Etabs 9.7.1 و يعرض الفصل الخامس تعزيز إطار البنية الفوقية. وأخيرا درسنا البنية التحتية وحسبنا الأسس المناسبة مع الأخذ بعين الاعتبار متطلبات تقرير التربة ونغلق هذا العمل باستنتاج عام.

## Summary

The design of a structure in seismic zone is a complex problem, given the need to meet the safety requirements imposed by the regulations in force.

. The comprising (Basement + Basement + ground floor + 8 floors) to be located in the municipality corso wilaya de boumerdes. The resistance of the structure to horizontal loads and vertical is ensured by porticoes braced by sails sizing and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements has been established in accordance Algerian Regulations (CAB 93 and RPA 99/2003).

We present this work in six chapters: (After a general introduction and a presentation of the aim).

The first chapter is dedicated to the general presentation of our work and the materials used in its construction, the second chapter is devoted to pre-dimensioning of the reinforced concrete structure, the third chapter presents the calculation secondary elements, the fourth chapter focuses on the dynamic study of the building which has been established according to the numerical method, with the software Etabs 9.7.1 and the fifth chapter presents the reinforcement of the framework of the superstructure. Finally, we have studied the infrastructure and calculated the appropriate foundations taking into account the requirements of the soil report and we close this work with a general conclusion.

# ***Sommaire***

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

I .1. Présentation de l'ouvrage .....	01
I .2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	01
I.2.1. Données sismique de la structure .....	01
I.3. Les éléments de l'ouvrage .....	01
I .4. Hypothèses de calcul .....	03
I.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux .....	04
I .5.1. Le béton .....	04
I.5.2. Les aciers .....	08
I .6. Réglementation utilisée .....	10

## **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments**

II.1. Introduction .....	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments.....	11
II.2.1. Les planchers à corps creux .....	11
II.2.2. Les planchers à dalle pleine .....	13
II.2.3. Les balcons.....	15
II.2.4. L'acrotère .....	15
II.2.5. Maçonnerie .....	16
II.2.6. Les voiles.....	16
II.2.7. Les poutres .....	18
II.2.8. Pré dimensionnement des poteaux .....	19



II.2.9. Les escaliers .....	27
-----------------------------	----

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

III.1. Introduction.....	30
III. 2. Calcul de l'acrotère .....	30
III. 2.1. Schéma statique (solicitation durable .....	30
III. 2.2. Calcul des Sollicitations.....	30
III.2.3. Les charges .....	31
III.2.4. Ferrailage .....	31
III. 2.5. Les vérifications.....	33
III.3. Calcul des balcons .....	35
III .3.1. Les charges.....	35
III .3.2. Calcul des ferrailages .....	37
III .3.4. Les vérifications.....	38
III.4. Calcul des escaliers .....	41
III.4.1. Détermination des efforts.....	41
III.4.2. La première partie .....	41
III.4.2.1. Ferrailage .....	43
III.4.2.2. Vérifications à l'ELU.....	44
III.4.2.3. Vérifications à l'ELS .....	45
III.4.3. La deuxième partie.....	47
III.4.3.1. Ferrailage .....	48
III.4.3.2. Vérifications à l'ELU.....	49

III.4.3.3. Vérifications à l'ELS.....	51
III.5. Etude de la poutre palière .....	53
III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière .....	53
III.5.2. Calcul des sollicitations .....	54
III.5.3. Ferrailage de la poutre palière .....	55
III.5.4. Vérifications à l'ELU .....	57
III.5.5. Vérifications à l'ELS .....	58
III.6. Calcul du plancher .....	60
III.6.1. La dalle de compression.....	60
III.6.2. Calcul des poutrelles .....	62
III.6.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles .....	62
III.6.2.2. Calcul des sollicitations .....	65
III.6.2.3. Ferrailage .....	71
III.6.2.4. Vérifications.....	74
III.7. Etude de la dalle pleine .....	78
III.7.1. Détermination de l'épaisseur des panneaux.....	78
III.7.2. Calcul à l'ELU .....	79
III.7.3. Ferrailage .....	79
III.7.4. Vérifications à l'ELU .....	81
III.7.5. Calcul à l'ELS.....	83
III.7.6. Vérifications à l'ELS .....	83
III.8. Salle de machine .....	85
III.8.1. Définition .....	85

III.8.2. Dimensionnement .....	86
III.8.3. Calcul des Sollicitations à l'ELU .....	87
III.8.4. Calcul des Sollicitations à l'ELS .....	87
III.8.5. Calcul des armatures .....	89
III.8.6. Vérifications à l'ELU .....	90

## **Chapitre IV : Etude sismique**

IV.1. Introduction.....	94
IV.2. L'étude dynamique .....	94
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique .....	94
IV.2.2. Modélisation mathématique .....	94
IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée .....	94
IV.2.4. Caractéristiques Géométriques .....	95
IV.2.5. Modes de vibration et facteurs de participation massique .....	98
IV.3. L'étude sismique.....	100
IV.3.1. Choix de la méthode de calcul.....	100
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	101
IV.3.3. Analyse des résultats .....	104
IV.4. Les vérifications .....	108
IV.4.1. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage .....	108
IV.4.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	109
IV.4.3. Vérification de l'effort normal réduit.....	110
IV.4.4. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	111

## **Chapitre V: Etude des éléments structuraux**

V.1. Introduction.....	119
V.2. Ferrailage des Poteaux .....	119
V.2.1. Armatures longitudinales .....	120
V.2.2. Armatures transversales .....	121
V.2.3. Calcul de ferrailage en flexion composée .....	123
V.2.4. Vérification à l'ELU .....	128
V.2.5. Vérification à l'ELS .....	129
V.3. Ferrailage des poutres .....	132
V.3.1. Introduction.....	132
V.3.2. Recommandation du RPA99/V03 en zone III : (Art 7.5.2) .....	132
V.3.3. Recommandation du BAEL 91 .....	133
V.3.4. Choix des barres.....	134
V.3.5. Vérification .....	140
V.4. Ferrailage des voiles .....	146
V.4.1. Introduction.....	146
V.4.2. Combinaisons d'action.....	146
V.4.3. Prescriptions donnée par RPA99 .....	147
V.4.4. Exposé de la méthode de calcul .....	149
V.4.5. Exemple de calcul .....	150
V.4.6. Les vérifications à l'ELS .....	152

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction.....	157
VI.2. Différents types des fondations .....	157
VI.3. Facteurs de choix du type de fondation .....	158
VI.4. Choix de type de fondation .....	159
VI.4.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles .....	159
VI.4.2. Pré-dimensionnement d'un radier général.....	159
VI.4.3. Les vérifications .....	161
VI.4.3.1. Vérification au poinçonnement.....	161
VI.4.3.2. Détermination des charges et sur charges.....	162
VI.4.3.3. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique .....	163
VI.4.3.4. Condition de résistance au cisaillement.....	163
VI.4.4. Vérification des contraintes .....	164
VI.4.4.1. Vérification des contraintes normales .....	164
VI.4.4.2. Vérification de la stabilité au renversement .....	165
VI.4.4.3. Vérification de la stabilité .....	165
VI.5. Ferrailage du radier.....	166
VI.5.1. Méthode de calcul .....	167
VI.5.2. Ferrailage de la nervure .....	170
VI.5.3. Ferrailage de Débord .....	176
VI.5.4. Etude de voile périphérique .....	177
VI.5.4.1. Calcul du ferrailage .....	179
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>183</b>

## Liste des figures

### Chap. I : Présentation du projet

Fig. I-1 : Plancher à corps creux .....	02
Fig. I.2: Brique creuse.....	02
Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU .....	06
Fig. I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	07
Fig. I.5: diagramme contrainte-déformation d'acier.....	09

### Chap. II : Le pré-dimensionnement des éléments résistants

Fig. II.1:Plancher type terrasse .....	12
Fig. II.2: Schéma d'un plancher d'étage courant.....	12
Fig. II.3: Dimension de l'acrotère.....	15
Fig. II.4: Coupes des voiles.....	17
Fig. II.5: Dimensions de poutre .....	18
Fig. II.6: Section du poteau le plus sollicité.....	20
Fig. II.7: Schéma d'un escalier .....	29

### Chap. III : Etude des éléments secondaires

Fig. III.1:Schéma statique de l'acrotère .....	30
Fig. III.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	35
Fig. III.3:Schéma de balcon .....	35
Fig. III.4:diagramme d'effort tranchant à l' ELU .....	36
Fig. III.5:diagramme de moment à l' ELU .....	37
Fig. III.6: diagramme d'effort tranchant à l' ELS.....	37
Fig. III.7: diagramme de moment à l' ELS .....	37

Fig. III.8: Schéma de ferrailage de balcon .....	40
Fig.III.9: Diagramme de moment fléchissant volée 2 d'escaliers 1 à l'ELU .....	41
Fig.III.10: Diagramme d'effort tranchant volée 2 d'escaliers à l'ELU .....	41
Fig. III.11:Diagramme de moment fléchissant volée 2 d'escaliers à l'ELS .....	42
Fig. III.12:Diagramme d'effort tranchant volée 2 d'escaliers à l'ELS .....	42
Fig. III.13:Diagramme de moment fléchissant volée 1et 3 d'escaliers à l'ELU .....	47
Fig.III.14:Diagramme d'effort tranchant volée 1et 3 d'escaliers à l'ELU .....	47
Fig. III.15:Diagramme de moment fléchissant volée 1et 3 d'escaliers à l'ELS .....	47
Fig. III.16:Diagramme d'effort tranchant volée 1et 3 d'escaliers à l'ELS .....	48
Fig. III.17: Ferrailage d'escalier .....	53
FigIII.18:Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	60
Fig. III.19: Schéma de ferrailage de treillis soudés .....	62
Fig. III.20:La nervure.....	63
Fig. III.21:Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à l'ELU .....	69
Fig. III.22:Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU .....	69
Fig. III.23:Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à l'ELS .....	70
Fig. III.24:Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS .....	70
Fig. III.25:Ferrailage de la dalle plane suivant les deux sens .....	85
Fig. III.26:Répartition de la charge localisée sur la dalle .....	86
Fig. III.27:Ferrailage de la dalle de salle machine.....	93
 <b>Chap. IV : Etude sismique</b>	
Fig. IV.1: Présentation de la vue en 3D .....	95
Fig. IV.2: Premier mode de vibration : Translation suivant XX .....	99

Fig. IV.3: Deuxième mode de vibration : Translation suivant YY.....	100
Fig. IV.4: Troisième mode de vibration : rotation .....	100
Fig. IV.5: Diagramme de spectre de réponse.....	104
Fig. IV.6 : Présentation de la vue en 3D .....	112
Fig. IV.7: Premier mode de vibration : Translation suivant XX .....	114
Fig. IV.8: Deuxième mode de vibration : Translation suivant YY.....	114
Fig. IV.9: Troisième mode de vibration : rotation .....	114
 <b>Chap. V : Etude des éléments résistant</b>	
Fig. V.1: Ferrailage des poteaux .....	132
Fig. V.2: Ferrailage des poutres .....	145
Fig. V.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	148
Fig. V.4: Diagramme des contraintes .....	149
Fig. V.5: Ferrailage de voile .....	156
 <b>Chap. VI : Etude de l'infrastructure</b>	
Fig. VI.1:Diagramme des contraintes .....	164
Fig. VI.2:Le panneau le plus sollicité.....	167
Fig. VI.3: Dimensions de la nervure.....	173
Fig. VI.4: Schéma statique du débord.....	176
Fig. VI.5:Schéma statique d'un voile périphérique .....	178
Fig.VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures longitudinales et transversales.....	181
Fig.VI.7 : Ferrailage du voile périphérique .....	182



## Liste des tableaux

### Chap. II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

Tab II.1: Dimensionnement des poutres .....	19
Tab II.2: Les sections des poteaux centraux .....	23
Tab II.3: Les sections des poteaux d'angle .....	24
Tab II.4: Les sections des poteaux de rive .....	26

### Chap. III : Etude des éléments secondaires

Tab III.1: Les sollicitations dues à l'acrotère.....	31
Tab III.2: Vérification des contraintes à l'ELS .....	34
Tab III.3: Vérification des contraintes de compression dans le béton .....	40
Tab III.4: Vérification des contraintes maximales dans l'acier .....	46
Tab III.5: Récapitulatif de M et T .....	48
Tab III.6: Vérification des contraintes maximales dans l'acier .....	52
Tab III.7: Les moments et les efforts tranchant .....	55
Tab III.8: Ferrailage de la poutre palière .....	59
Tab III.9: Les charges et surcharges et les combinaisons .....	65
Tab III.10: Calcul de M et T (Caquot) à l'ELU .....	68
Tab III.11: Calcul de M et T (Caquot) à l'ELS.....	70
Tab III.12: Ferrailage des poutrelles à l'ELU .....	71
Tab III.13: Ferrailage des poutrelles à l'ELS .....	71
Tab III.14: Résultat du calcul des sections d'armature en travée .....	72
Tab III.15: Résultat du calcul des sections d'armature en appui .....	73
Tab III.16: Contrainte le béton comprimé .....	77

Tab III.17: Les moments dans les travées et les appuis .....	88
Tab III.18: Résultat de ferrailage adopté .....	90
Tab III.19: Les moments dans les travées et les appuis .....	92
Tab III.20: Vérification des contraintes de compression dans le béton à l'ELS .....	93
<b>Chap. IV : Etude sismique</b>	
Tab IV.1: Centre de masse et centre de torsion et L'excentricité .....	97
Tab IV.2: Participation massique .....	98
Tab IV.3: Valeurs des pénalités $P_q$ .....	103
Tab IV.4: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.....	103
Tab IV.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinal et transversal) .....	105
Tab IV.6: Combinaisons des réponses modales .....	106
Tab IV.7: Combinaisons des réponses modales .....	106
Tab IV.8: Les efforts sismiques .....	107
Tab IV.9: Déplacement inter étage dans le sens X-X.....	108
Tab IV.10: Déplacement inter étage dans le sens Y-Y.....	109
Tab IV.11: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X et le sens Y-Y.....	110
Tab IV.12: vérification de l'effort normal réduit.....	110
Tab IV.13: vérification d'équilibre .....	111
Tab IV.14: Centre de masse et centre de torsion et L'excentricité.....	113
Tab IV.15: Modes de vibration et facteurs de participation massique .....	113
Tab IV.16: Déplacement inter étage dans le sens X-X.....	115
Tab IV.17: Déplacement inter étage dans le sens Y-Y.....	115
Tab IV.18: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	116

Tab IV.19: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.....	116
Tab IV.20: Vérification de l'effort normal.....	116
Tab IV.21: Les efforts tranchant.....	117
Tab IV.22: Force sismique à la base.....	117
Tab IV.23: Les forces sismiques sens longitudinale et transversale.....	118
Tab IV.24: Vérification d'équilibre.....	118

### **Chap. V : Etude des éléments résistant**

Tab V.1: Les contraintes de béton et d'acier à les 2 situation durable accidentelle .....	119
Tab V.2: Ferrailage maximale et minimale des poteaux .....	121
Tab V.3: Les armatures transversales .....	122
Tab V.4 : Calcul de ferrailage des poteaux centraux .....	126
Tab V.5 : Calcul de ferrailage des poteaux de rive .....	127
Tab V.6: Calcul de ferrailage des poteaux d'angle .....	128
Tab V.7: Vérification de cisaillement.....	129
Tab V.8: Vérification des contraintes .....	130
Tab V.9: Caractéristiques des poutres .....	133
Tab V.10: Ferrailage des Poutres principales (30X40) .....	137
Tab V.11: Ferrailage des Poutres secondaire (30X35) .....	138
Tab V.12: Ferrailage des Poutres principales liées aux voiles (40X30).....	139
Tab V.13: Ferrailage des Poutres secondaire liées aux voiles (35X30).....	139
Tab V.14: Ferrailage des Poutres.....	140
Tab V.15: Les résultats de vérification du cisaillement du béton .....	142
Tab V.16: Vérifications contrainte de compression dans le béton .....	143

Tab V.17: Vérifications influence de l'effort tranchant .....	144
Tab V.18: Vérifications état limite de déformation .....	144
Tab V.19: Ferrailage et vérification des voiles (L=4.45m) .....	153
Tab V.20: Ferrailage et vérification des voiles (L=1.4m) .....	154
Tab V.21: Ferrailage et vérification des voiles (L=3.45m et 1m) .....	155
Tab V.22: Ferrailage et vérification des voiles (L=3.45m) .....	156

## **Chap.VI : Etude de l'infrastructure**

Tab VI.1: Vérification des contraintes .....	164
Tab VI.2: Vérification de soulèvement .....	166
Tab VI.3: Les moments de la dalle de radier .....	169
Tab VI.4: Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier .....	169
Tab VI.5: Récapitulatif de vérification des panneaux de radier .....	170
Tab VI.6: Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E a ELU .....	171
Tab VI.7: Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file D a ELU .....	171
Tab VI.8: Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E a ELS .....	172
Tab VI.9: Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file D a ELS .....	172
Tab VI.10: Le ferrailage adopté (sens x-x) .....	173
Tab VI.11: Le ferrailage adopté (sens y-y) .....	174
Tab VI.12: Vérification de la contrainte de cisaillement .....	174
Tab VI.13: Vérification des contraintes de compressions dans le béton .....	175
Tab VI.14: Vérification des contraintes maximales dans l'acier .....	175
Tab VI.15: Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée .....	179
Tab VI.16: Ferrailage du voile périphérique .....	180

Tab VI.17: Vérification des contraintes de compression dans le béton .....	181
Tab VI.18: Vérification des contraintes maximales dans l'acier .....	181

## Notation

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.

- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure..
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène



# Introduction générale

## **Introduction générale**

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques; dont la mission fondamentale de concevoir des ouvrages tout en répondant à toutes les exigences de sécurité et de durabilité. et par la suite la réalisation d'ouvrages divers au bénéfice de la collectivité tels que : bâtiment, tunnels, routes...etc, en se basant sur diverses disciplines : mécanique des sols, résistance des matériaux...etc.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+8 étages+sous-sol+entre-sol) contreventé par voiles qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir

Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).

Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites(BAEL91).

Pour notre étude, nous nous sommes basés sur les choix du système de contreventement qui joue un rôle important dans la stabilité de la structure.

# chapitre I

## Présentation et description de l'ouvrage

### I.1. Présentation de l'ouvrage.

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de **(R+8 étages+entre sol+ sous-sols)**. Réaliser en béton armé composé de portiques et de voiles. +Sous-sol est à usage de parking les autres niveaux sont à usage multiples. Cette région est classée en zone de sismicité fort **(III)** selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien **(RPA 99 / version 2003)**.

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

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale :  $L=20.40\text{m}$
- Largeur totale :  $L=20.29\text{m}$
- Hauteur totale  $H=40,61\text{m}$
- Hauteur du sous-sol:  $3.57\text{m}$
- Hauteur du entre sol :  $4.08\text{ m}$
- Hauteur du R.D.C :  $3.06\text{ m}$
- Hauteur d'étage ;  $3.06\text{ m}$

#### I.2.1. Données sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA99/ version 2003** comme une zone de fort sismicité (III).

1. L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
2. La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2\text{ bars}$ .
3. Le site est considéré comme **meuble** (S3).

### I.3. Les éléments de l'ouvrage :

#### ✓ L'ossature :

Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir la tour par un système porteur composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales de leur rigidité. Le système porteur composé de voiles et portiques peut être deux sens : (longitudinal et transversal).

#### ✓ Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Principalement, ils assurent deux fonctions :

**❖ Fonction de la résistance mécanique :**

les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

**❖ Fonction d'isolation :**

ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.



**Fig. I-1 : Plancher à corps creux**

**✓ Les escaliers :**

un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place.

**✓ Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

**✓ Terrasses :**

Notre bâtiment est muni d'une terrasses inaccessible,.

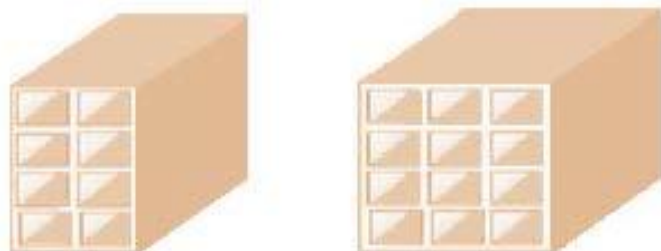
**✓ La cage d'ascenseur :**

Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

**✓ Le remplissage (maçonnerie) :**

La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.



**Fig. I.2 : Brique creuse**

**✓ L'acrotère:**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

**✓ Les revêtements :**

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

**✓ Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**✓ Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

**I.4. Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

**✓ Etats limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

**❖ Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 % et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 % dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 % dans le cas de la compression simple.

✓ **Etats limites de service (ELS) :**

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

••• **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E = 15E_b$ ;  $n = 15$ )  $n=15$  : coefficient d'équivalence.

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

**I.5.1. Béton:**

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

• A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suit :

- ❖ Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
  - Gravions : 800L
  - Sable : 400 L
- ❖ Ciment : 300 à 400  $\text{kg}/\text{m}^3$
- ❖ Eau de gâchage : 150 à 200 L

**a) Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée  $f_{c28}$ , dans notre projet on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ . La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}: \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$$

$$f_{c28} > 40\text{MPa}: \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)}$$

**b) La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible ; elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression ; elle est définie par la relation suivante

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 12})$$

$$\text{Dans notre cas :} \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

**c) Module de déformation longitudinale:**

Il existe deux modules de déformation longitudinale:

❖ **Module de déformation instantanée :**

- ✓ la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

❖ **Module de déformation différée :**

- ✓ Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1 22})$$

**d) Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

• Le coefficient de poisson  $\nu$  : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal : (BAEL 91, art A.2.1 ,3)

- $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations



e) **Modèles de calcul :**❖ **A l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure :

$0 \leq E_{bc} \leq 2\text{‰}$  B c'est une section entièrement comprimée

$2\text{‰} \leq E_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  : compression avec flexion.

Avec  $E_{bc}$  : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

✓  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$  situation courante.

✓ 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

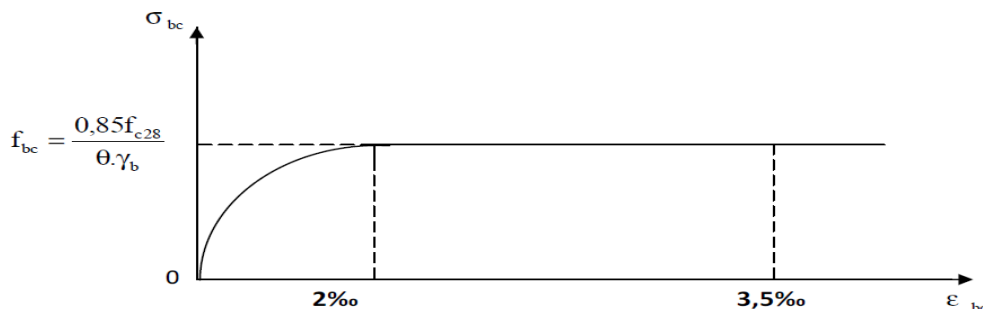
✓  $\theta = 1$  : si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

✓  $\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application des actions est entre 1 h et 24h.

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application des actions est inférieure à 1 h. A 28 jours on a  $f_{bu} =$

$$\frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \times 25 = 14,2 \text{MPa.}$$

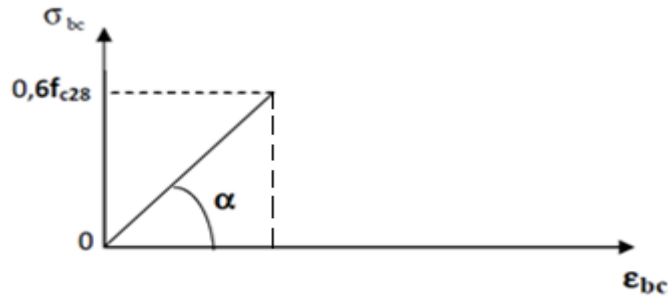


**Figure I.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.**

❖ **A'ELS :**

la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$



**Figure I.4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.**

**f) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

(BAEL 91 modifies 99, art A.5.1, 21).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [\text{MPa}]. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifies art A. 5.1.21})$$

**V<sub>u</sub>** = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

**b<sub>0</sub>** = Largeur de la section cisailée.

**d** = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus)

➤ La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable}$$

Dans notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$

❖ **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

**I.5.2. Acier :****a) Généralités :**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces :

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement. Néanmoins, ce type d'armatures n'est utilisé en Algérie .
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

**b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :** Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :  $E_s=200000$  MPa. (BAEL 91, art A.2.2, 1)

**c) Coefficient de poisson des aciers :** il est pris égal à  $\nu = 0,3$

**d) Contraintes limites :** 
$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Contraintes limites ultimes :**

$\sigma_s$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

: Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :  $\gamma_s = 1,15$  en situation courante.

$\gamma_s = 1$  en situation accidentelle.

- **Contrainte limite de service :**

A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ Fissuration peu nuisible (FPN): cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{(celle de l'ELU)}$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32)

- ✓ Fissuration préjudiciable (FP) : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}.$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 33)

- ✓ Fissuration très préjudiciable(**FTP**) : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}.$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

Avec :

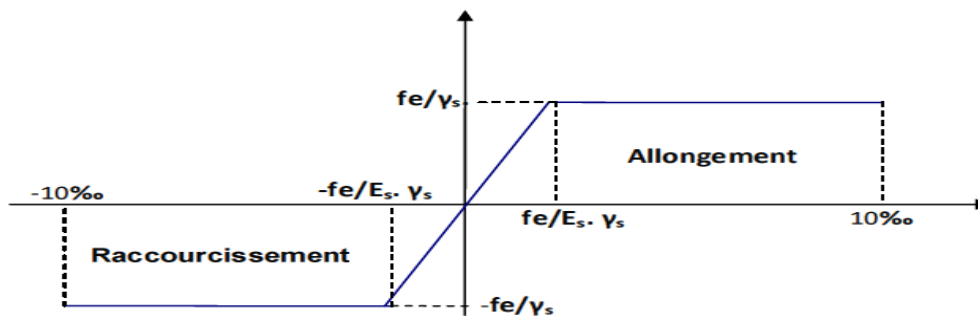
$\eta$ : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$  pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6$  mm

$\eta = 1,3$  pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre  $\leq 6$  mm

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses (RL).

**e) Diagramme contraintes déformations de l'acier :** Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2, 2)



**Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation d'acier.**

**f) Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2, 4)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ❖ C= 15cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ C= 13cm : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ❖ C= 11cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux

condensations.

## **I.6. La réglementation utilisée :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

CBA 93 Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.



chapitre II  
Descente de charge  
et Pré-dimensionnement des éléments

## DESCENTE DE CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

### II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/Version 2003** et du **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

#### II.2.1. Les Planchers à corps creux:

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé.

L'épaisseur du plancher ( $e$ ) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5 = \min (3.45, 4.45) / 22.5 = 0.197\text{m}$$

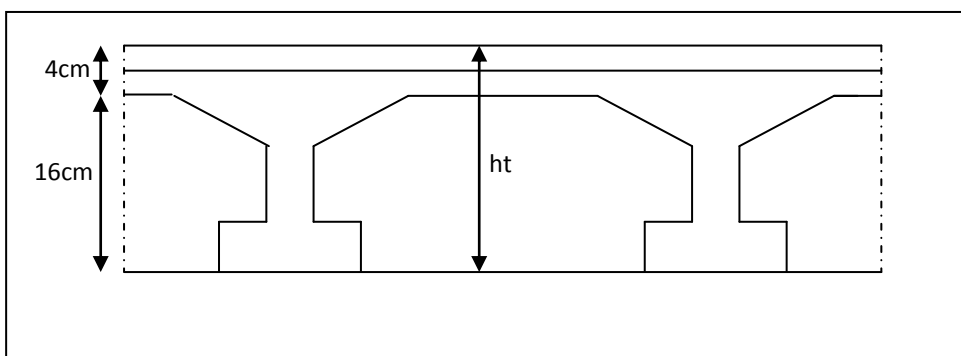
$$L/20 \geq h_t \geq L/25 \quad 0.22 \geq h_t \geq 0.178$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

$$L_{\max} = 4,45 \text{ m} \Rightarrow e \geq 0,197\text{m}$$

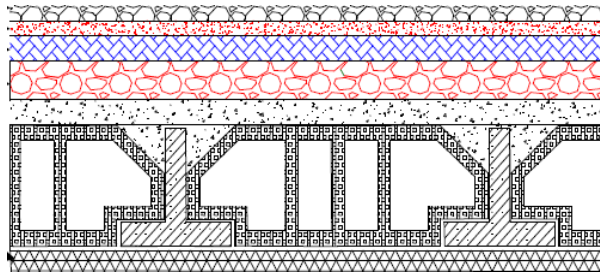
- Donc on prend :  $e = (16+4) \text{ cm}$  Avec :  $16 \text{ cm} \rightarrow$  corps creux.

$4 \text{ cm} \rightarrow$  la dalle de compression.



➤ Charges et surcharges :

-Plancher terrasse inaccessible :



FigureII.1- Schéma d'un plancher terrasse

Protection en gravillons roulés .....	$0.05 \times 1600 = 80 \text{ kg/m}^2$
Étanchéité multicouches .....	$0.05 \times 240 = 12 \text{ kg/m}^2$
Béton forme de pente .....	$0.10 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
Isolation thermique en liège .....	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
Plancher en corps creux .....	$0.20 \times 1425 = 285 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre .....	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

$$G = 633 \text{ kg/m}^2 = 6.33 \text{ Kn/m}^2. Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1.00 \text{ Kn/m}^2$$

- Plancher courant à usage d'habitation :

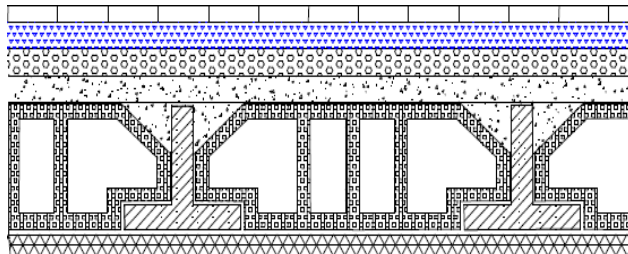


Figure II.2- Schéma d'un plancher d'étage courant

Revêtement en carrelage .....	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier de pose .....	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Lit de sable .....	$0.03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$
Plancher en corps creux .....	$0.20 \times 1425 = 285 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre .....	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
Cloisons répartie.....	$= 90 \text{ kg/m}^2$



$$G = 530 \text{ kg/m}^2 = 5.30 \text{ Kn/m}^2. \quad Q = 150 \text{ kg/m}^2 = 1.50 \text{ Kn/m}^2$$

### II.2.2. Plancher à dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

#### ➤ Charges et surcharges

Revêtement en carrelage .....  $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$

Mortier de pose .....  $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$

Lit de sable .....  $0.03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$

Plancher endalle plein .....  $0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$

Enduit plâtre .....  $0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$

Cloisons répartie .....  $= 90 \text{ kg/m}^2$

$$G = 620 \text{ kg/m}^2 = 6.2 \text{ Kn/m}^2. \quad Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Condition de résistance à la flexion:

Le calcul se fait en considérant le plancher la plus défavorable de manière suivant :

☞ Epaisseur minimale requise ( $h_0$ ):

$$\alpha \leq 0,4 \rightarrow h_0 \geq l_x / 25$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow h_0 \geq l_x / 30$$

Avec :  $\alpha = L_x / L_y$

$L_x$  : petit coté du panneau de dalle considéré.

$L_y$  : grand coté du panneau de dalle considéré.

Si  $0.4 \leq \alpha \leq 1$ , le plancher porter sur deux sens :  $e \geq \frac{l_x}{40}$

Si  $\alpha \leq 0.4$ , le plancher porter sur un seul sens :  $e \geq \frac{l_x}{30}$

$$\alpha = 3.45/4.45 = 0.775 \rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

Le plancher porté selon deux sens X et Y :

Donc :  $e \geq \frac{l}{40}$  Avec :  $L = \sqrt{l_x l_y} = \sqrt{3.45 \times 4.45} = 3.91 \rightarrow e \geq 9.775 \text{ cm}$

➤ **Condition de résistance au feu :**

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coup de feu.

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coup de feu.

➤ **Isolation phonique :**

D'après la loi de masse, la protection contre la propagation des bruits aériens est assurée par un plancher, d'où l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme décimale de la masse du plancher être supérieur ou égale à  $350 \text{ kg/m}^2$

D'où l'épaisseur minimale de dalle :  $h_0 = M / \rho$  ( $\rho = M / V$ )

$M$  : masse du plancher par mètre carré. ( $M = 350 \text{ kg/m}^2$ )

$V$  : volume du plancher en mètre cube. ( $V = 1 \times 1 \times h_0$ )

$\rho$  : masse volumique du plancher. ( $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ )

$$\text{Donc : } h_0 = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ cm}$$

Nous prendrons :  $h_0 = 15\text{cm}$

➤ **Condition de limitation de la flèche :**

Cette condition est importante, car elle est la base de fissuration dans les revêtements et les cloisons.

La condition à vérifiée est la suivante : (BEAL 91 modifiés 99, art B.6.5,3 ).

On doit vérifier la condition suivant:

$$f_{\max} \leq \frac{L_x}{500} \text{ Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$f_{\max} \leq 0.5\text{cm} + \frac{L_x}{1000} \text{ Si la portée } L \text{ est supérieure à } 5\text{m.}$$

$$f_{\max} \leq \frac{L_x}{250} \text{ Si la portée } L \text{ de la console est plus égale à } 2\text{m.}$$

$f_{\max}$  : La flèche maximum à calculée pour une poutre encastree à ses extrémités

$$\text{Telque : } f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot l_x^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{l_x}{500}$$

$$\text{et } I = \frac{b \cdot e^3}{12} \rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{500 \cdot 12 \cdot 5 q l_x^3}{384 \cdot E \cdot b}}, E = 10818.87 \text{ MPa}$$

Pour ce faire en considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$ . avec une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$  Le plancher est supposée encastree a ses extrémités les charges revenants a celle-ci sont les suivantes :

$$\text{On a : } q = G_T + Q = 7.45 + 2.5 = 9.95 \text{ KN/m}^2.$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12.5.500.9.95.10^3.3.45^3}{384.E.b10^6}}$$

$e \geq 0.143 \text{ m}$  Finalement on adoptera une épaisseur pour :  $e = 15\text{cm}$ .

**II.2.3. Les balcons:**

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre. L'épaisseur de

la dalle est conditionnée par :  $e \geq \frac{L}{10}$

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur :  $e \geq \frac{1,50}{10} \Rightarrow e \geq 0,15\text{m}$

Donc :  $e = 15 \text{ cm}$

Revêtement en carrelage (e =2cm) ...0.02 × 2200 = 44 kg/m<sup>2</sup>

Mortier de pose (e =2cm).....0.02 × 2000 = 40kg/m<sup>2</sup>

Lit de sable(e =3cm).....0.03 × 1700 = 51kg/m<sup>2</sup>

Dalle en béton armé(e =15cm).....0.15 × 2500 = 375kg/m<sup>2</sup>

Enduit ciment(e =2cm).....0.02 × 1000 = 20kg/m<sup>2</sup>

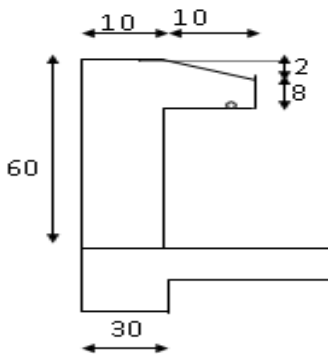
**G = 530kg/m<sup>2</sup> = 5.30Kn/m<sup>2</sup>. Q = 350kg/m<sup>2</sup> = 3.50Kn/m<sup>2</sup>**

**II.2.4. Acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1.00 m

**G=ρxS**

$S = [(60 \times 10) + (10+8) \times 10/2 ] = 690\text{cm}^2 S=0.069 \text{ m}^2$



**Figure. II.3-** dimension de l'acrotère.

**II.2.5. Maçonnerie :**➤ **Murs extérieurs :**Brique creuse (10 + 10 cm) .....  $2 \times (0,1 \times 900) = 180 \text{ kg/m}^2$ Enduit en plâtre (2 cm) .....  $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$ Enduit en ciment (2 cm) .....  $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$ 

$$G = 220 \text{ kg/m}^2 = 2.20 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Murs intérieurs :**Brique creuse (10 cm) .....  $(0,1 \times 900) = 90 \text{ kg/m}^2$ Enduit en plâtre (2 cm) .....  $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$ Enduit en ciment (2 cm) .....  $0,02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$ 

$$G = 130 \text{ kg/m}^2 = 1.30 \text{ KN/m}^2$$

**II.2.6. Les voiles :**

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**.

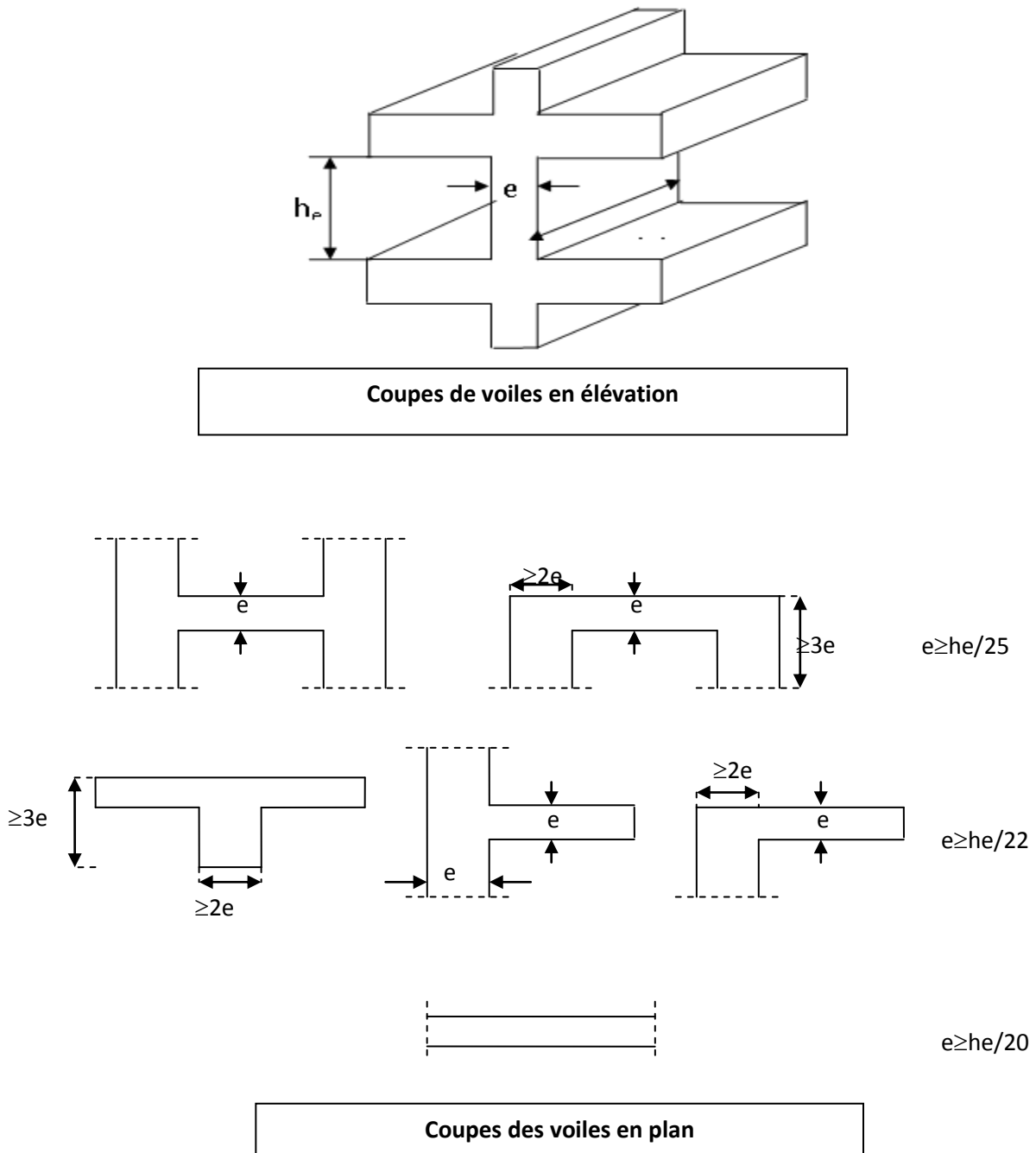
Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « 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



**Figure II.4. Schéma des coupes des voiles**

L'épaisseur des voiles résulte de la condition ci- après :

$$h_e = 4.08 \text{ m}$$

$$e \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20).$$

$$e \geq \max(0.163 , 0.185 , 0.204)$$

$$e \geq \max( e_{\min} , h/20) \Rightarrow e \geq \max (0.15 , 0.204) \Rightarrow e \geq 20.4\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } e = 25\text{cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur **e = 25cm** pour toute la superstructure.

pouréage courant  $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$e \geq \max(0.122, 0.139, 0.153)$$

$$e \geq \max(e_{\min}, h/20) \Rightarrow e \geq \max(0.15, 0.153) \Rightarrow e \geq 15.3\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } e = 20\text{cm}$$

**e = 20cm**

**II.2.7. Les poutres :**

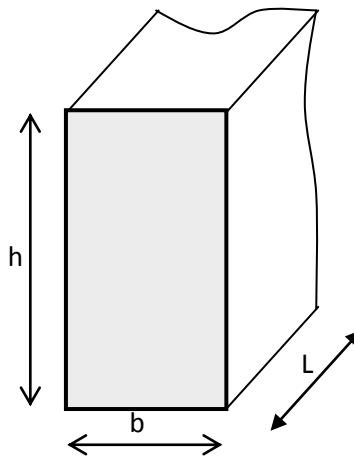
Le dimensionnement selon les deux règles comme suit :

➤ **Selon les Règles de BAEL 91 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \dots\dots\dots (2)$$



**Figure II.5** « Dimensions de poutre »

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section

b: largeur de la section

➤ **Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 suivant :**

$$b \geq 20\text{cm} \quad ; \quad h \geq 30\text{cm} \quad , \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad b_{\max} \leq 1,5h_1 + b_1$$

**a. Poutres principale**

**L = 4,45 m** Détermination de la hauteur "h" :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 29.67 \text{ cm} \leq h \leq 44.5\text{cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{h = 40\text{cm}}$$

Détermination de la largeur "b" :

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32\text{cm} \quad \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

donc on prend **(hxb) = (40x30) cm<sup>2</sup>**

**b. Poutres secondaire :**

**L = 3,45 m**

❖ **Détermination des dimensions :**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 35cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{on prend } (h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}$$

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de "RPA 99 version 2003" qui se présente comme suit :

Formules de pré dimensionnement des poutres					
BAEL 91		RPA 2003			
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b
	$L/15 \leq h \leq L/10$	$0,3h \leq b \leq 0,7h$	$h \geq 30 \text{ cm}$	$b \geq 20 \text{ cm}$	$\leq 4$
<b>Poutres principales</b>	40 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	35 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau II.1 dimensionnement des poutres**

**II.2.8. Pré dimensionnement des poteaux:**

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré , les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton .

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91 , elle préconisent de prendre la section réduite  $B_r$ :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0.9) + 0.85(f_e / \gamma_s) (A / B_r))$$

Tel que :

$B_r$  : Section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

$f_{bc}$  :  $0.85(f_{c28}/\gamma_b) = 14.16$  MPa.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$\gamma_b$  : 1,5.

$\gamma_s$  : 1,15.

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1.2$

D'après RPA99/version 2003 :

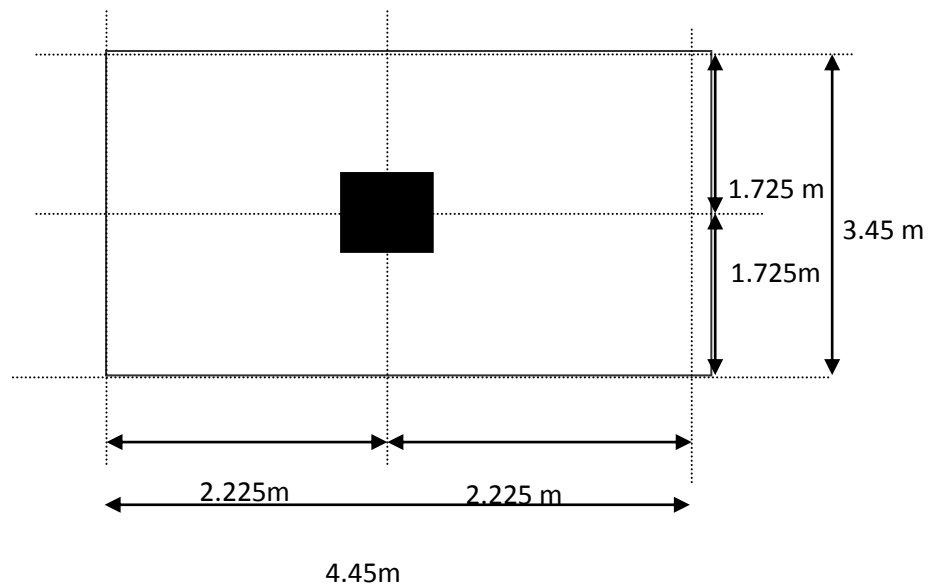
$A/B_r = 0,9\%$  (zone III)

$B_r \geq 0.65 Nu(KN)$

Charges et surcharges revenants au poteau

**NB** : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités

**A )Poteau central :**



**FigureII.6 le poteau le plus sollicité**



S= la surface offerte au poteau.

$$S=(2.225+2.225)\times(1.725+1.725)=15.35 \text{ m}^2$$

Donc :  $S=15.35 \text{ m}^2$

• **Plancher terrasse :**

Plancher :  $6.33 \times 15.35 = 97.17 \text{ KN}$ .

Poutre :  $(3.45 \times 0.35 \times 0.3 \times 25) + (4.45 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 22.41 \text{ KN}$ .

Surcharges :  $1.00 \times 15.35 = 15.35 \text{ KN}$

$$G = 119.58 \times 1.1 = 131.53 \text{ KN}; Q = 15.35 \text{ KN}$$

• **Planchers étages courants :**

Plancher :  $5.3 \times 15.35 = 81.35 \text{ KN}$ .

Poutre :  $(3.45 \times 0.35 \times 0.3 \times 25) + (4.45 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 22.41 \text{ KN}$

Surcharges :  $1.50 \times 15.35 = 23.025 \text{ KN}$ .

$$G = 103.76 \times 1.1 = 114.14 \text{ KN}; Q = 23.025 \text{ KN}.$$

• **Planchers Sous sol et Entre sol :**

Plancher :  $6.2 \times 15.35 = 95.17 \text{ KN}$ .

Poutre :  $(3.45 \times 0.3 \times 0.25 \times 25) + (4.45 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 22.41 \text{ KN}$

Surcharges :  $2.50 \times 15.35 = 38.38 \text{ KN}$ .

$$G = 117.58 \times 1.1 = 129.34 \text{ KN}; Q = 38.38 \text{ KN}.$$

• **Vérification des conditions RPA 99(version 2003) :**

1)- **Vérification des dimensions :**

-  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  (zone3)

-  $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Dans notre cas :

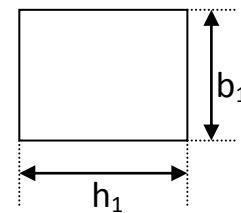
Nous avons des poteaux carrés ( $b_1/h_1=1$ )

$\text{Min}(30, 30) \geq 30$

Les deux conditions sont **vérifiées**.

Surcharges cumulées (poteau central)

$$Q_n = Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_0 \quad \text{pour } n \geq 5$$



$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \times 17.65 = 17.65 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 17.65 + (26.48) =$$

$$Q_7 = 17.65 + 0,95(2 \times 26.48) =$$

$$Q_6 = 17.65 + 0,9(3 \times 26.48) =$$

$$Q_5 = 17.65 + 0,85(4 \times 26.48) =$$

$$Q_4 = 17.65 + 0,80(5 \times 26.48) =$$

$$Q_3 = 17.65 + 0,75(6 \times 26.48) =$$

$$Q_2 = 17.65 + 0,71(7 \times 26.48) =$$

$$Q_1 = 17.65 + 0,68(8 \times 26.48) =$$

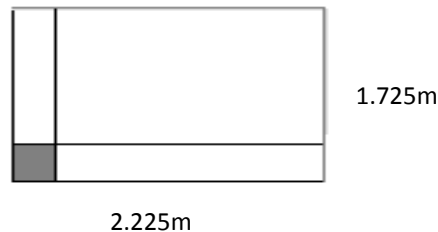
$$Q_{\text{RDC}} = 17.65 + 0,66[(8 \times 26.48) + 44.13] =$$

Niveau	G(KN)	G <sub>cumulé</sub>	Q(KN)	Q <sub>cumulé</sub>	Nu(KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a(cm)	Axb	v ≤ 0.3
Terrasse	119.58	119.58	15.35	15.35	221.81	/	/	/	/
Attique	103.47	275.09	26.48	44.13	429.86	<b>279.41</b>	<b>20.31</b>	<b>40x40</b>	Vérifiée
N8	127.55	402.64	26.48	67.96	633.93	<b>412.05</b>	<b>24.24</b>	<b>40x40</b>	Vérifiée
N7	127.55	530.19	26.48	89.15	834.05	<b>542.13</b>	<b>27.50</b>	<b>40x40</b>	Vérifiée
N6	127.55	657.74	26.48	107.68	1030.18	<b>669.62</b>	<b>30.35</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
N5	127.55	785.29	26.48	123.57	1222.34	<b>794.52</b>	<b>32.88</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
N4	127.55	912.84	26.48	136.81	1410.54	<b>916.85</b>	<b>35.17</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
N3	127.55	1040.39	26.48	149.26	1597.54	<b>1038.4</b>	<b>37.30</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
N2	127.55	1167.94	26.48	161.70	1784.63	<b>1160.01</b>	<b>39.31</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
N1	127.55	1295.49	26.48	174.94	1972.72	<b>1282.27</b>	<b>41.23</b>	<b>60x60</b>	Vérifiée
RDC	127.55	1423.04	26.48	189.77	2163.30	<b>1406.15</b>	<b>43.08</b>	<b>70x70</b>	Vérifiée
E S	145.02	1568.06	44.13	212.28	2388.98	<b>1552.83</b>	<b>45.16</b>	<b>70x70</b>	Vérifiée
S S	145.02	1713.08	44.13	236.54	2617.29	<b>1863.25</b>	<b>47.18</b>	<b>70x70</b>	Vérifiée

Tableau II.2 les sections des poteaux centraux

**B) Poteau d'angle:**

La surface revenant aux poteau d'angle est :



Surface d'influence du poteau d'angle :

$S = 1.725 \times 2.225 = 3.84 \text{ m}^2$      $S' = 1.1 \times 3.84 = 4.22$

• **Plancher terrasse :**

Plancher :  $6.33 \times 4.22 = 24.30 \text{ KN}$ .

Poutre :  $(1.725 \times 0.35 \times 0.3 \times 25) + (2.225 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 9.91 \text{ KN}$ .

L'acrotère :  $3.95 \times 0.069 \times 25 = 6.81 \text{ KN}$

Surcharges:  $1.00 \times 4.22 = 4.22 \text{ KN}$

**$G = 41.02 \times 1.1 = 45.12 \text{ KN}$  ;  $Q = 3.84 \text{ KN}$**

• **Planchers étages courants :**

Plancher :  $5.3 \times 4.22 = 20.35 \text{ KN}$ .

Poutre :  $(1.725 \times 0.35 \times 0.3 \times 25) + (2.225 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 9.91$

Surcharges :  $1.50 \times 4.22 = 5.76 \text{ KN}$ .

$$G = 30.26 \times 1.1 = 33.29 \text{ KN} ; Q = 5.76 \text{ KN}.$$

• **Planchers Sous sol et Entre sol :**

Plancher :  $6.2 \times 4.22 = 23.81 \text{ KN}$ .

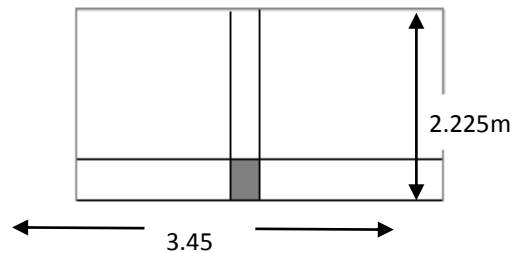
Poutre :  $(1.725 \times 0.35 \times 0.3 \times 25) + (2.225 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 9.91$

Surcharges :  $2.50 \times 4.22 = 9.6 \text{ KN}$ .

$$G = 33.72 \times 1.1 = 37.09 \text{ KN} ; Q = 9.6 \text{ KN}.$$

Niveau	G(KN)	G <sub>cumulé</sub>	Q(KN)	Q <sub>cumulé</sub>	Nu(KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a(cm)	Axb	v ≤ 0.3
Terrasse	45.12	45.12	4.22	4.22	66.67	/	/	/	/
N8	33.29	78.41	5.76	9.6	120.25	<b>93.80</b>	<b>11.68</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N7	33.29	111.7	5.76	14.75	172.92	<b>134.88</b>	<b>13.61</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N6	33.29	144.99	5.76	19.39	224.82	<b>175.36</b>	<b>15.24</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N5	33.29	178.28	5.76	23.42	275.81	<b>215.13</b>	<b>16.67</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N4	33.29	211.57	5.76	26.88	325.94	<b>254.23</b>	<b>17.94</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N3	33.29	244.86	5.76	29.76	375.20	<b>292.66</b>	<b>19.11</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
N2	33.29	278.15	5.76	32.47	424.21	<b>330.88</b>	<b>20.19</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
N1	33.29	311.44	5.76	35.17	473.20	<b>369.10</b>	<b>21.21</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
RDC	33.29	344.73	5.76	38.05	522.46	<b>407.52</b>	<b>22.19</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
E S	37.09	381.82	9.6	43.78	581.13	<b>453.28</b>	<b>23.29</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
S S	37.09	418.91	9.6	48.60	638.43	<b>497.97</b>	<b>24.31</b>	<b>50x50</b>	vérifiée

Tableau II.3 les sections des poteaux d'angle

**C) Poteau de rive :**

La surface revenant aux poteau de rive est :

**Surface d'influence du poteau de rive**

$$S = 2.225 \times 3.45 = 7.67 \text{ m}^2 \quad S' = 1.15 \times 7.67 = 8.82 \text{ m}^2$$

**• Plancher terrasse :**

Plancher :  $5.3 \times 8.82 + 2.07 \times 5.3 = 57.72 \text{ KN.}$

Poutre :  $(3.45 \times 0.3 \times 0.35 \times 25) + ((2.225 + 1.2) \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 16.74 \text{ KN.}$

Mur extérieur :  $2.2 \times 3.06 \times 2.2 = 14.81 \text{ KN}$

Surcharges :  $1.5 \times 8.82 + 2.5 \times 2.07 = 18.41 \text{ KN.}$

$$G = 89.27 \times 1.1 = 98.2 \text{ KN} ; Q = 18.41 \text{ KN}$$

**• Planchers étages courant :**

Plancher :  $5.3 \times 8.82 + 4.14 \times 5.3 = 68.69 \text{ KN.}$

Poutre :  $(3.45 \times 0.3 \times 0.35 \times 25) + ((2.225 + 1.2) \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 16.74 \text{ KN}$

Mur extérieur :  $2.2 \times 3.06 \times 2.2 = 14.81 \text{ KN}$

Surcharges :  $1.50 \times 8.82 + 2.5 \times 4.14 = 23.58 \text{ KN.}$

$$G = 100.24 \times 1.1 = 110.26 \text{ KN} ; Q = 23.58 \text{ KN.}$$

**• Planchers Sous sol et Entre sol :**

Plancher :  $8.82 \times 6.2 = 54.68 \text{ KN.}$

Poutre :  $(3.45 \times 0.3 \times 0.35 \times 25) + (2.225 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 13.14$

Surcharges :  $2.50 \times 8.82 = 22.05 \text{ KN.}$

$$G = 67.82 \times 1.1 = 74.61 \text{ KN} ; Q = 22.05 \text{ KN}$$

Niveau	G(KN)	G <sub>cumulé</sub>	Q(KN)	Q <sub>cumulé</sub>	Nu(KN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a(cm)	Axb	v ≤ 0.3
Terrasse	91.49	91.49	18.41	18.41	148.53	/	/	/	/
N8	103.55	195.04	23.58	37.53	319.60	<b>249.29</b>	<b>17.78</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N7	103.55	298.59	23.58	56.30	487.53	<b>380.28</b>	<b>21.5</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N6	103.55	402.14	23.58	72.98	652.36	<b>508.84</b>	<b>24.55</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N5	103.55	505.69	23.58	87.57	814.05	<b>634.96</b>	<b>27.20</b>	<b>40x40</b>	vérifiée
N4	103.55	603.24	23.58	100.08	964.49	<b>777.50</b>	<b>29.9</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
N3	103.55	706.79	23.58	110.51	1119.93	<b>873.55</b>	<b>31.55</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
N2	103.55	810.34	23.58	120.30	1274.41	<b>994.04</b>	<b>33.52</b>	<b>50x50</b>	vérifiée
N1	103.55	913.89	23.58	130.10	1428.9	<b>1114.54</b>	<b>35.38</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
RDC	103.55	1017.44	23.58	140.53	1584.34	<b>1235.78</b>	<b>37.15</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
E S	66.76	1084.20	19.17	151.11	1690.33	<b>1318.45</b>	<b>38.31</b>	<b>50x50</b>	Vérifiée
S S	66.76	1150.96	19.17	159.05	1792.37	<b>1398.05</b>	<b>39.39</b>	<b>50x50</b>	vérifiée

Tableau II.4 les sections des poteaux de rive

❖ **Vérification spécifique :** (art 7.4.3.1 RPA99/V2003)

$$V = \frac{N_u}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

V : effort normal réduit.

Nu : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B : l'air (section brute) de cette section de béton.

**Exemple de calcul :**

Pour le poteau sous-sol :

$$V = 2617.29 \times 10^3 / (700 \times 700 \times 25) = 0.21 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

➤ **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement  $\langle \lambda \rangle$  qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110})$$

Avec :  $\lambda$  : élancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.7 L_0$

$L_0$  : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

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

$I$  : Moment d'inertie. Avec :  $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b =$  Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteaux sous-sol : (70x70) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 3.58\text{m} \Rightarrow \lambda = 17.36 < 35$  ..... **Vérifié.**
- Poteaux entre-sol : (70x70) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 4.08\text{m} \Rightarrow \lambda = 19.79 < 35$  ..... **Vérifié.**
- Poteaux de RDC et 1<sup>er</sup> étage: (70x70) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 3.06\text{m} \Rightarrow \lambda = 16.49 < 35$  ..... **Vérifié.**
- Poteaux du 1<sup>er</sup> étage (60x60) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$  ..... **Vérifié.**
- Poteaux du 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étages (50x50) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.2 < 35$  ..... **Vérifié.**
- Poteaux du 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, et attique étages(40x40) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 3.06\text{m} \Rightarrow \lambda = 24.73 < 35$  ... .... **Vérifié**

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

**II.2.9. Les escaliers :**

Les escaliers réalisés se composent de 03 volées qui reposent sur des paillasses. La première volée à une hauteur de 1.3m et la deuxième et troisième volées ont une hauteur de 0.34m.

Nous utilisons la formule de BLONDEL :

➤ Hauteur d'étage :  $H=3.06$  m

➤ Hauteur de contre marche :  $16.5 \leq h \leq 17.5$  On prend  **$h = 17$  cm**

Nombre de contre marche :  $n = \frac{3.06}{17} = 18$

On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a:  $60 < 2h+g < 64 \Rightarrow 26 < g < 30$  on prend  **$g = 30$  cm**

### a. La Deuxième volée

Giron..... $g=30$  cm.

La longueur de volée..... $L = 0.3$  m.

$$L/30 = 34/30 = 1 \text{ marche}$$

On a  $15 < h < 20$  pour  $h = 17$  cm on aura :  $n_{\text{marche}} = (1+1)*17 = 34$ cm

Hauteur de volée..... $h_e = 34$  m.

- La longueur de la ligne de foulée sera  $l = g (n-1) = 30$  cm.
- L'inclinaison de la pailleuse  $\text{tg}(\alpha) = 34/30 = 48.49^\circ$ .
- La longueur de la pailleuse  $L = 0.85/\sin(48.49^\circ) = 0.4$ m.
- Condition de résistance  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 1 < e < 1.5$

On prend comme épaisseur  **$e = 15$  cm**.

### b. La première et troisième volée :

Hauteur de volée ..... $h_e = 1.3$  m.

Giron ..... $g = 30$  cm.

On a  $15 < h < 20$  pour  $h = 17$  cm on aura :  $n_{\text{marche}} = 7$ .

- La longueur de la ligne de foulée sera  $l = g (n-1) = 180$  cm.
- L'inclinaison de la pailleuse  $\text{tg}(\alpha) = 130/180 = 35.84^\circ$ .
- La longueur de la pailleuse  $L = 110/\sin(34.92^\circ) = 2.27$  m.
- condition de résistance  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 7.57 < e < 11.35$

On prend comme épaisseur  **$e = 15$  cm**



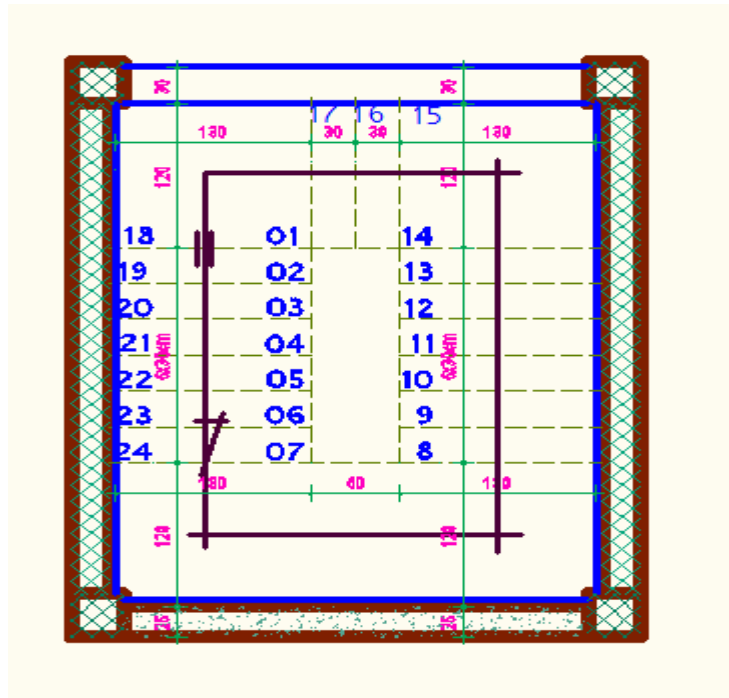


Figure. II.7 Schéma d'un escalier

## ❖ Détermination des charges et des surcharges

## 1)- La paillasse :

- Poids propre de la paillasse :  $25 \times 0.15 / \cos 32.52 = 4.74 \text{ KN/m}^2$ .
  - Poids de la marche :  $22 \times 0.17 / 2 = 1.87 \text{ KN/m}^2$ .
  - Poids des carrelage scellé :  $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$ .
  - Lit de sable (2 cm) :  $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$ .
  - Pas de mortier de pose :  $18 \times 0.03 = 0.54 \text{ KN/m}^2$ .
  - Enduit de ciment (1.5 cm) :  $= 0.33 \text{ KN/m}^2$ .
  - Poids du garde corps :  $= 0.2 \text{ KN/m}^2$ .
- $$\underline{G_p = 8.56 \text{ KN/m}^2}$$

## 2)- Palier :

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.16 = 4 \text{ KN/m}^2$ .
  - Poids de revêtement  $= 1.95 \text{ KN/m}^2$ .
- $$\underline{G = 5.95 \text{ KN/m}^2}$$

## 3)- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

# chapitre III

## Calcul les éléments secondaires

### III.1. Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la Structure autre que les éléments de contreventement qui sont : l'acrotère, les escaliers, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleine, la salle machine, poutre palière.

### III.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

#### III.2.1. Schéma statique (solicitation durable)

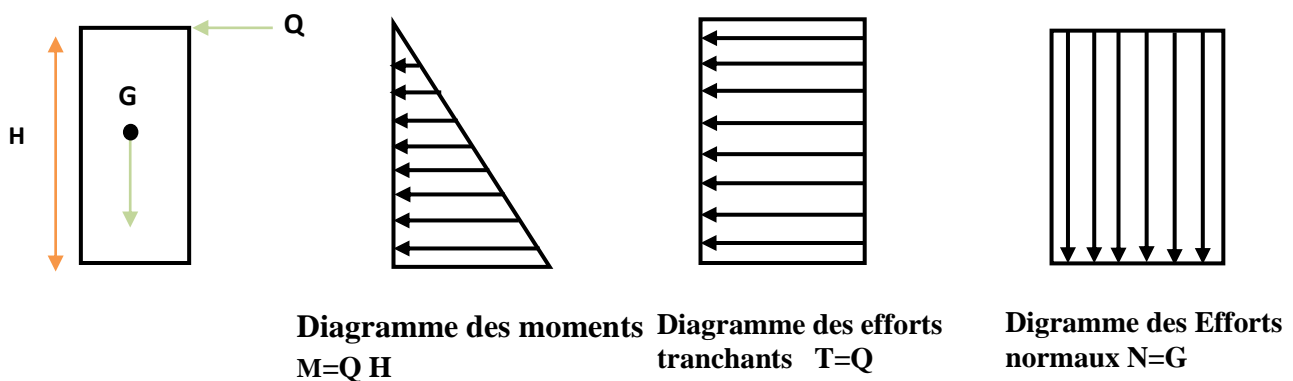


Fig. III.1 : schéma statique de l'acrotère.

#### III.2.2 Calcul des sollicitations:

- Poids propre:  $G_p = \rho \times S$ .  $\rho = 25\text{KN/ml}$ ,  $S = 0,069\text{m}^2$ ,  
 $\Rightarrow G_p = 1,73 \text{ KN./ml}$ .
- La sur charge d'exploitation :  $Q = \max (F_p, Q)$ .
- La force sismique :  $F_p = 4A C_p G_p$  (RPA 99 version 2003, (Art 6-2-3).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 »} = 0.25 \\ C_p : \text{Facteur de force horizontale « Tab 6-1 »} = 0.8 \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1,73 \Rightarrow F_p = 1.384 \text{ KN./ml}$$

Donc la sur charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 1.384 \} \Rightarrow Q = 1.384 \text{ KN/ml.}$$

### III.2.3. Les charges :

Poids propre de l'acrotère:  $G=1.73\text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q=1.384\text{KN/ml}$

➤ **Moments et efforts normaux :**

$$M(Q)=1.384 \times 0,6=0,83\text{KN.m}$$

$$\text{un effort normal : } N_G = G = 1.73 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges :**

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1.73 = 2.33 \text{ KN.} \\ M_u = 1,5.F.h = 1,5 \times 0.6 \times 1,384 = 1,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} N_s = G = 1.73 \text{ KN.} \\ M_s = F.h = 1.384 \times 0,6 = 0,83 \text{ Kn.m.} \end{cases}$$

Cas	M (kN.m)	N (KN)
ELU	1.24	2.33
ELS	0.83	1.73

**Tableau III.1: Les sollicitations dues à l'acrotère**

### III.2.4. Ferrailage de l'acrotère:

a) **Calcul des armatures à L'ELU:**

➤ **Position du centre de pression**

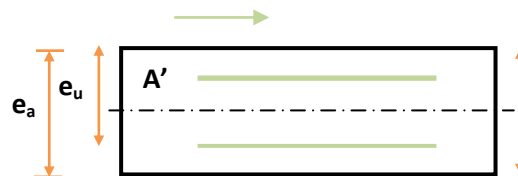
• **Calcul d'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.24}{2.33} = 0.53 \text{ m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.83}{1.73} = 0.48 \text{ m,}$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.7 \text{ cm}$$

$$e_u = 0.53 \text{ m} \quad e_{ser} = 0.48 \text{ m}$$



$e_u, e_{ser} > e_0 \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, Donc la section est partiellement

comprimée.

☞ Sollicitation corrigées pour le calcul en flexion composée :  $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

Avec ,  $e_a$  : distance entre le point d'exploitation de centre de pression «C» et le centre de gravité des armatures tendus

$$e_a = e_u + (d-h/2) ; \quad d=8 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } e_a = 53 + (8-10/2) = 56 \text{ cm.}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_a = 0.56 \times 2.33 = 1,31 \text{ KN.m}$$

**b) Les armatures en flexion simple :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,31 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14.2} = 0.0144 \quad f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.5$$

$$\mu_{bu} = 0.0144 < \mu_{lu} = 0.3340 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.0144 < \mu_{lu} = 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,08(1 - 0,6 \times 0,0144) = 7,93 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,31 \cdot 10^{-3}}{7,93 \cdot 10^{-2} \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_f = 0,47 \text{ cm}^2$$

**c) Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 ; \quad A_s = A_f \cdot \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.47 \cdot \frac{2.33 \cdot 10}{348} = 0.43$$

$$\text{Soit : } A_s = 0,43 \text{ cm}^2$$

**d) Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45 \cdot d}{es - 0,185 \cdot d} \quad \text{Avec } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.83}{1.73} = 0.48 \text{ m,}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot \frac{34,4 - 0,45 \cdot 8}{34,4 - 0,185 \cdot 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 * 100 * 8 * \frac{2.1}{400} * \frac{48 - 0.45 * 8}{48 - 0.185 * 8} = 0.$$

$$A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2$$

-Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ . répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.2.5. Les vérifications :

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91 Art6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 1.5 \cdot Q = 1.5 \times 1.384 = 2.076 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,076 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100,48} = 0,287 < 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

➤ **Vérification des efforts tranchants (BAEL91 Art5.1.2):**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,50 \text{ MPa. (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{U\max}}{b \times d} = \frac{2,076 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,0259 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS**

- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

✓ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ ) Y : position de l'axe neutre

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)}$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

Et  $\eta = 15$  ou ( $A'$  est la section des armatures comprimés égale A.)

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 15 \cdot 2,01 \cdot y_1 - 15 \cdot 2,01 \cdot 8 = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 30,15y_1 - 241,2 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + n \cdot A(d - y_1)^2 + n \cdot A'(y_1 - d')^2$$

$$I = 1350,47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0,83 \cdot 10}{1350,47 \cdot 10^{-8}} = 64,46 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 64,46 \times 0,019 = 1,25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \text{ Condition vérifiée}$$

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	0.83	2.01	1.35x10 <sup>3</sup>	1.91	64.46	1.25	15	C.V

Tableau III.2 : Vérification des contraintes à L'ELS

✓ Dans l'acier :

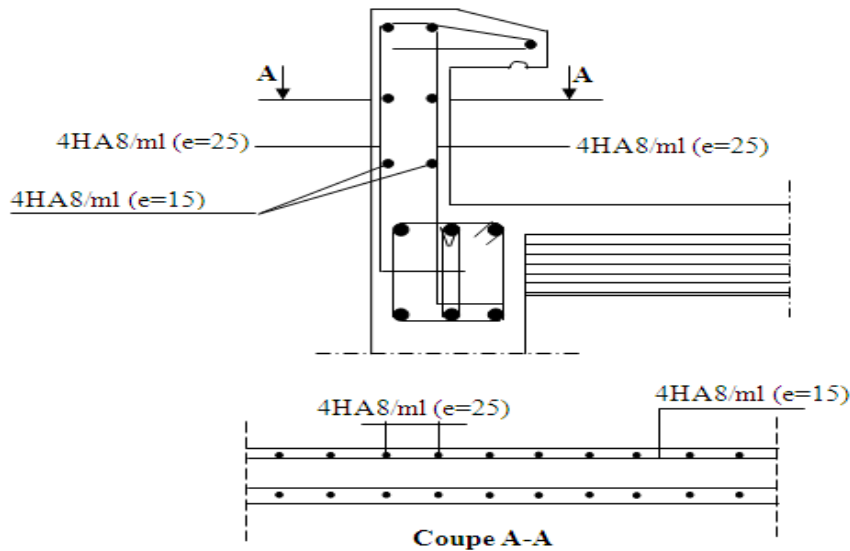
On doit vérifier que:  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1,6$  pour des HA > 6 mm ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226,6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}, 201,63 \text{ MPa}) \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

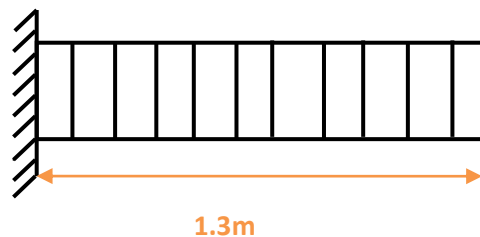
$\sigma_s = nK(d - y)$  Tel que  $n = 15$ .  $\Rightarrow \sigma_s = 44,64 \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.



**Fig III.2 : Schémas de ferrailage de l'acrotère**

### III.3. Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastree à son extrémité de longueur de **1.30m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.



**Fig. III.3 : Schémas des balcons**

#### III.3.1. Les charges :

##### a) Evaluation des charges :

- Epaisseur de la dalle. **e =15 cm**
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
  - Charge permanentes :  **$G_1 = 530 \text{ KN/m}^2$**
  - Surcharges sur le balcon :  **$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$**
  - Charge de garde-corps :  **$G_2 = 1 \text{ KN/m}$**
  - Surcharges dus à la main courante :  **$Q_2 = 1 \text{ KN/m}$**

##### b) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.



• **Combinaison fondamentale :**

➤ **L'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.30) + 1.5 (3.5) \implies q_u = 12.40 \text{ KN/m} \\ p_u = 1.35 G_2 = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \implies p_u = 1.35 \text{ KN} \\ Q_u = 1.5 Q_2 = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN} \implies Q_u = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **L'ELS:**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = G + Q = 5.30 + 3.5 \implies q_s = 8.8 \text{ KN/m} \\ P_s = G_s \implies P_s = 1 \text{ KN} \\ Q_s = Q_2 \implies Q_s = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Schéma statique de calcul :**

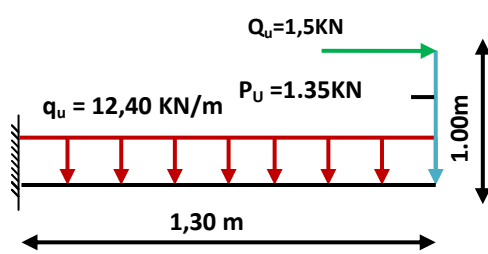


Schéma statique (ELU)

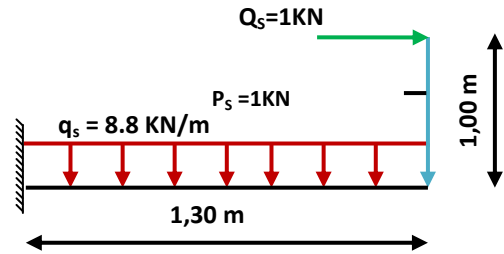


Schéma statique (ELS)

• **Les moments et Les efforts tranchants :**

➤ **L'ELU:**

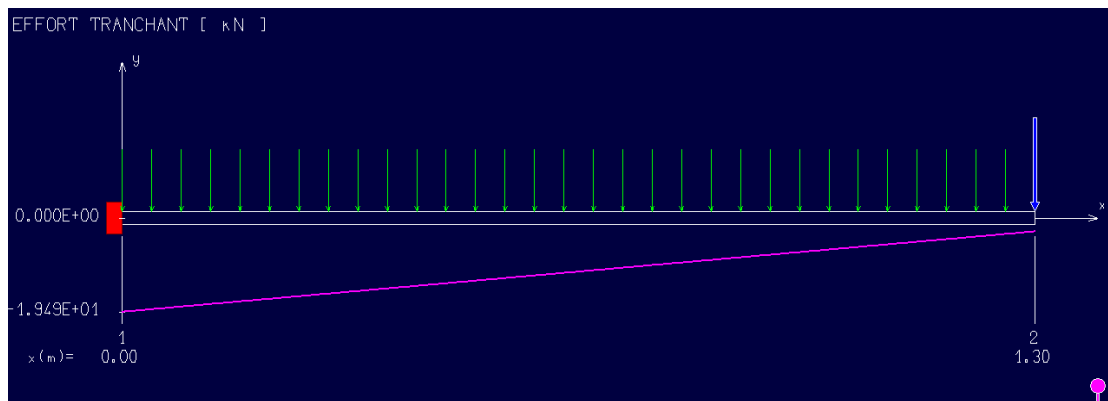


Fig III.4 : Diagramme d'efforts tranchants

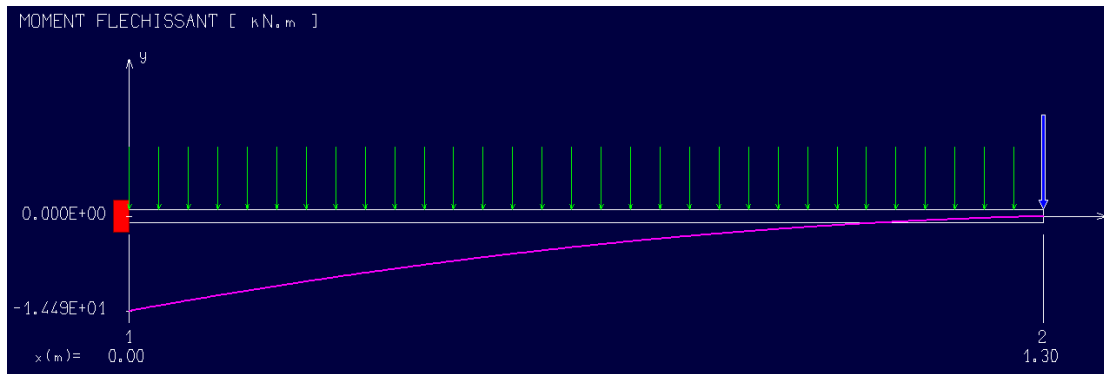


Fig III.5 : Diagramme des moments

## ➤ L'ELS :

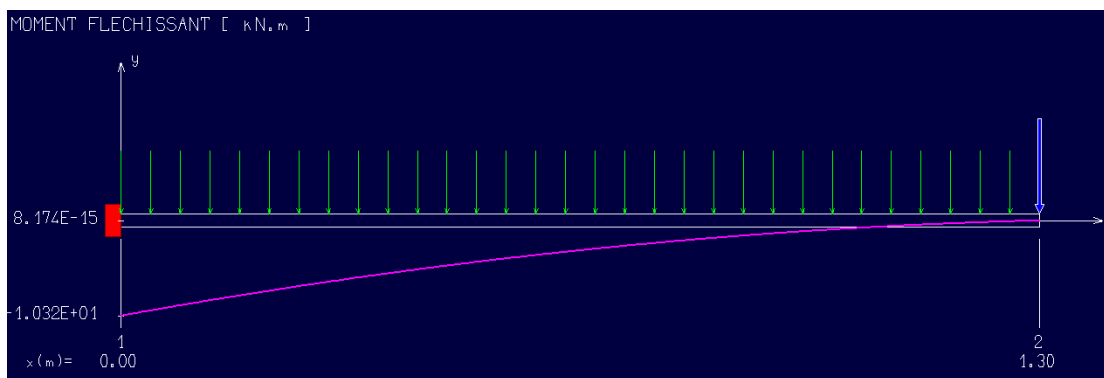


Fig. III.6 : Diagramme des moments

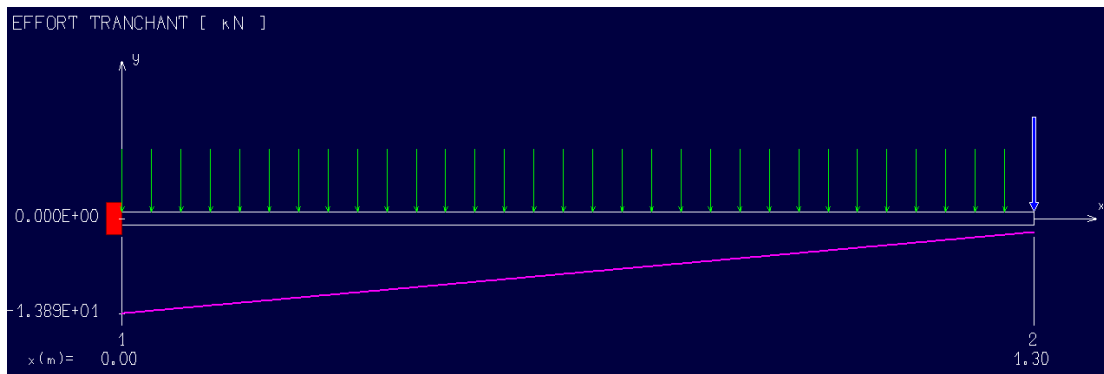


Fig. III.7 : Diagramme d'efforts tranchants

## III.3.2. Calcul du ferrailage :

## a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 14.49 \text{ KN m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{14.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.49}{10.32} = 1.4$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \quad \Rightarrow \quad \mu_{lu} = 0.299$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_{lu} = 0.299 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.056 < 0.275 \Rightarrow$  On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.135[1 - 0.6(0.056)] = 0.130 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{14.49 \times 10^{-3}}{0.130 \times 348} = 3.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T12** = 5.65 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>t</sub>** = 20 cm.

#### b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **A<sub>r</sub>** = 5HA 10 = 3,93 cm<sup>2</sup> Avec : **S<sub>t</sub>** = 25

### III.3.4. Vérifications:

#### • Vérification à l'ELU

##### ➤ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :

$$A_{\min} = \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot (0.135) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Alors la condition est vérifiée.

##### ➤ Vérification de disposition d'armature :

#### 1- Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon h = 15 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

**2-Armature de répartition :**

$$S_i \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_i = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{C.V}$$

**➤ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2) :**

$$\tau_U = V_u / b.d < \bar{\tau} \quad V_u^{\max} = 19.49\text{KN} \quad \text{Avec :} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min [0.13(25); 5] \text{ MPa} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 19.49 \times 10^{-3} / 1 \times 0.135 = 0.144\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

**➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

**● Vérification à L'ELS :**

Avec :  $\psi = 1.5$  pour HA

$$V_{u\max} = 19.49 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.70 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 19.49 \times 10^{-3} / 0.9 \times 135 \times 157 = 1.02\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

**❖ Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ ) Y : position de l'axe neutre

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec :} \quad I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A+A')y - 30(dA + d'A') = 0$$

$$1y^2 + 30(5,65 \cdot 10^{-4})y - 30[(0,135 \times (5,65 \cdot 10^{-4}))] = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0.04\text{m}$$

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$I = \frac{100 \cdot (4.01)^3}{3} + 15 \times 5.95(13.5 - 4.01)^2 = 10187.23\text{cm}^4 \Rightarrow I = 10187.23 \text{ cm}^4$$

$$D'o\grave{u} : K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.32 \times 10^{-3}}{10187.23 \times 10^{-8}} = 101.3 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.027(101.3) = 2.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
10.32	5.65	10187.23	4.01	101.3	2.74	15	cv

**Tableau III.3 : Vérification des contraintes de compression dans le béton**

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 267.67 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 * 101.23 (0.135 - 0.0401) = 189.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 189.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C.v}$$

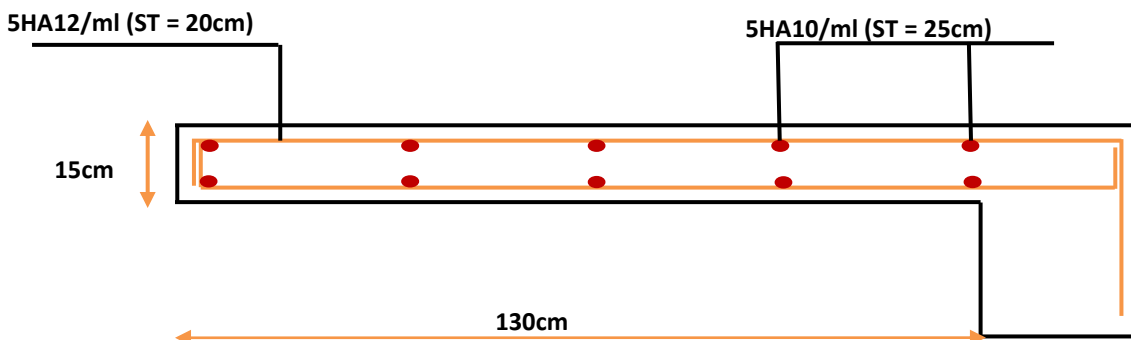
● **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.30} = 0.115 \geq 0.062 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.30} = 0.115 \geq 0.1 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.95}{100 \times 13.5} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{400} = 0.042 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Ferraillage du balcon**



**Fig III.8: Schéma de ferraillage de balcon**

### III.4. Calcul des escaliers :

#### III.4.1. Détermination des efforts:

##### a) Les sollicitations de calcul :

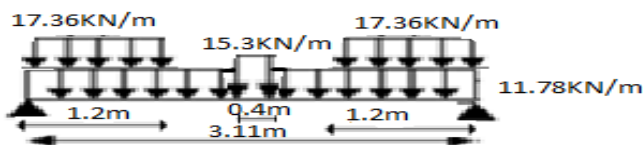
- Pour le palier :  $G = 5.95 \text{ KN/m}^2$ .       $Q = 2,50 \text{ KN/ m}^2$ .
- Pour la volée :  $G = 8.56 \text{ KN/ m}^2$ .       $Q = 2,50 \text{ KN/ m}^2$ .

##### b) Combinaison des charges :

- L'état limite ultime (ELU) :  $(1,35G+1,5Q)$
- Palier :  $q_{u1}=1,35 \times 5,95 + 1,5 \times 2,5 = 11.78 \text{ KN/ m}$ .
- Paillasse :  $q_{u2}=1,35 \times 8.56 + 1,5 \times 2,5 = 15.3 \text{ KN/ m}$ .
- L'état limite de service (ELS) :  $(G+Q)$
- Palier :  $q_{s1} = 5,95+2,5 = 8.45 \text{ KN/m}$ .
- Paillasse :  $q_{s2}=8.56+2,5 = 11.06 \text{ KN/m}$ .

#### III.4.2. La première partie : Volée 02 :

##### • Schéma statique



ELU :

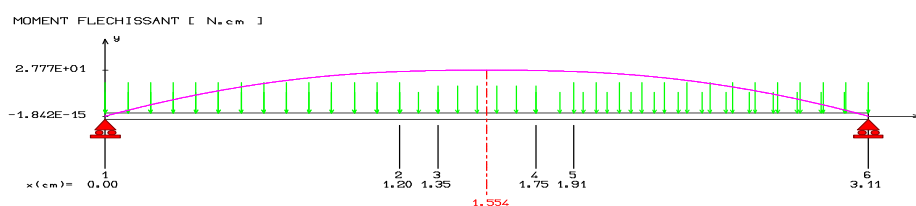


Fig III.9 : Diagramme du moment fléchissant

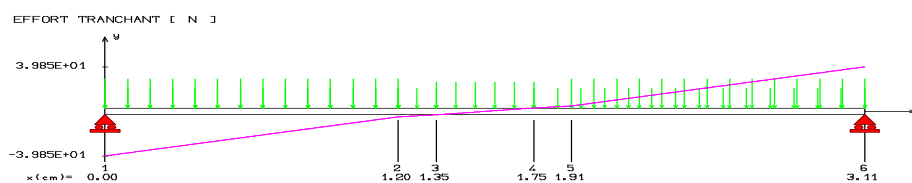
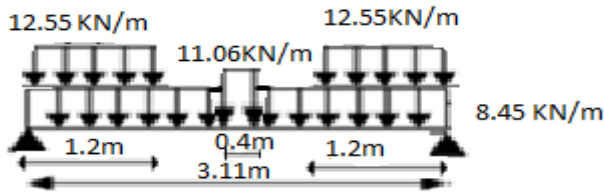
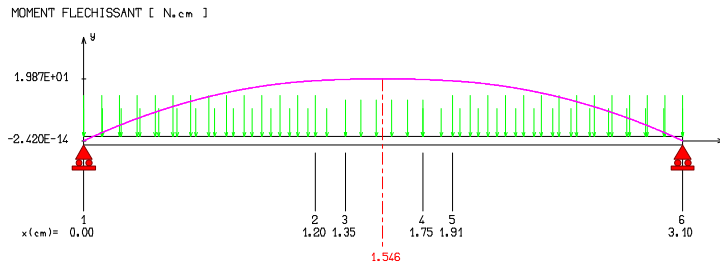


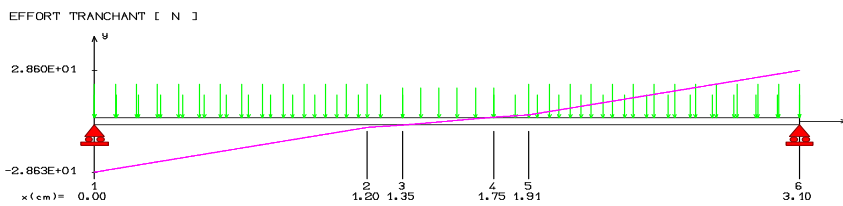
Fig III.10 : Diagramme de l'effort tranchant



➤ **ELS :**



**Fig III.11** Diagramme du moment flechissant



**Fig III.12 :** Diagramme de l'effort tranchant

	<b>M (KN.m)</b>	<b>V (KN)</b>
<b>ELU</b>	<b>27.77</b>	<b>39.85</b>
<b>ELS</b>	<b>19.87</b>	<b>28.63</b>

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée.

➤ **A L'ELU**

$$M_{app} = (-0,3) M_{umax} = (-0,3) \times 27.77 = -8.33 \text{KNm}$$

$$M_{tr} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 27.77 = 23.6 \text{KNm}$$

➤ **A L'ELS**

$$M_{app} = (-0.3) M_{max} = (-0,3) \times 19.87 = -5.96 \text{KNm}$$

$$M_{tr} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 19.87 = 16.89 \text{KNm}$$

**III.4.2.1. Ferrailage:**

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur

➤ **Armatures longitudinales :**

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

➤ **En travée :**  $M_{tr} = 23.6 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{23.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.091$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{23.6}{16.89} = 1,4$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.298$$

D'où :  $\mu_{bu} = 0,091 < \mu_{lu} = 0,298 \Rightarrow A' = 0$  (section simplement armée –SSA-).

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$  méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0,6 \cdot 0,091) = 12.76 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{23.6 \times 10^{-3}}{0.1276 \times 348} = 5.31 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_u = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$  Avec :  $St = 15 \text{ cm}$

➤ **En appuis :**  $M_{app} = 8.33 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.33}{5.96} = 1,4$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.298$$

D'où :  $\mu_{bu} = 0,032 < \mu_{lu} = 0,298 \Rightarrow A' = 0$  (section simplement armée –SSA-).

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$  méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0,6 \cdot 0,032) = 13.3 \text{ cm.}$$



$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{8.33 \times 10^{-3}}{0.133 \times 348} = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ Soit :}$$

$$A_u = 7 \text{ HA} 10 = 5.5 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } St = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

❖ **En travée:**

$$A_t = A_l / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 10 = 3,93 cm<sup>2</sup>

Avec : St = 20 cm,

❖ **En appuis:**

$$A_{app} = A_l / 4 = 5.5 / 4 = 1.37 \text{ cm}^2$$

Soit : Ar = 5 HA 10 = 3,93 cm<sup>2</sup> Avec : St = 20 cm,

**III.4.2.2. Vérifications à L'ELU**

**a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 135 \times 2.1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

**En travée:** Au = 7.92 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1,63 cm<sup>2</sup>

A<sub>t</sub> = 3,93 cm<sup>2</sup> ≥ A<sub>min</sub> = 1,63 cm<sup>2</sup>

**En appuis :** Au = 5.5 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1,63 cm<sup>2</sup>

A<sub>l</sub> = 3,93 cm<sup>2</sup> ≥ A<sub>min</sub> = 1,63 cm<sup>2</sup>

Alors la condition est vérifiée.

**b) Répartition des barres :**

**Armatures longitudinales :**

St < min (3h, 33cm) = 33 [cm]

St = (15, 15) [cm] < 33 cm ⇒ ..... Condition vérifiée

**Armatures de répartition :**

St < min (4h, 45cm) = 45 [cm]

St = (20, 20) [cm] < 45 [cm] ⇒ ..... Condition vérifiée.

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91 Art6.1.3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u_{max}}}{0.9 d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

V<sub>u<sub>max</sub></sub> = 39.85 KN

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres  $\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{39.85 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 157} = 2.09 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de l'effort tranchant :(BAEL, Art A.5.1.2)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{39.85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.295 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13)**

**❖ Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A.5.1.3.21)**

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 135 \times 0,9 \times 1000}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 39.85 < 810 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.2. 3. Vérifications à l'ELS :**

**a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

**❖ En travée:**

$$\sigma_{bc} = KY \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

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

$$1 \cdot y^2 + 30(7.92 \cdot 10^{-4})y - 30[(0,135 \times (7.92 \cdot 10^{-4}))] = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0.056 \text{ m}$$

$$I = \frac{100 \cdot (5.6)^3}{3} + 15 \times 7.92(13.5 - 5.6)^2 = 16553 \text{ cm}^4 \Rightarrow I = 13268 \text{ cm}^4$$

$$D'où : K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{16.89 \times 10^{-3}}{13268 \times 10^{-8}} = 127.3 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (127.3)0.056 = 7.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

**b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e : 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}) \right\} = \min \left\{ 267.67 MPa ; \max(200 MPa : 201.63 MPa) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.6 MPa ; \max(200 MPa, 201.63 MPa) \right\} \implies \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa.$$

$$\sigma_s = \eta.K.(d - y) = 15 * 127.3(0.135 - 0.036) = 189.05 MPa$$

$$\sigma_s = 189.05 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ En appuis :

$$1 y^2 + 30(5.5 \cdot 10^{-4})y - 30[(0.135x(5.5 \cdot 10^{-4})) = 0 \implies y = 0.036m$$

$$I = \frac{100.(3.6)^3}{3} + 15x5.5(13.5 - 3.6)^2 = 9641.03 cm^4 \implies I = 9641.03 cm^4$$

$$D'où : K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.96x10^{-3}}{9641.03x10^{-8}} = 61.82 KN / m^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = (61.82)0.036 = 2.23 MPa \leq \bar{\sigma} = 15 MPa \dots\dots\dots C.V$$

**c) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e : 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}) \right\} = \min \left\{ 267.67 MPa ; \max(200 MPa : 201.63 MPa) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.6 MPa ; \max(200 MPa, 201.63 MPa) \right\} \implies \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa.$$

$$\sigma_s = \eta.K.(d - y) = 15 * 61.82(0.135 - 0.036) = 91.8 MPa$$

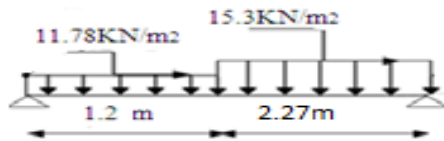
$$\sigma_s = 91.8 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

	Mser (KN. m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (c m)	K (MPa/ m)	$\sigma_{bc}$ (MPa )	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa )	$\sigma_s$ (MPa )	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obser vation
Travée	16.89	7.92	13268	5.6	127.3	7.13	15	189.5	201.63	Cv
Appui	5.96	5.50	9641.03	3,6	61.82	2.23	15	91.8	201.63	Cv

**Tableau III.4 : Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

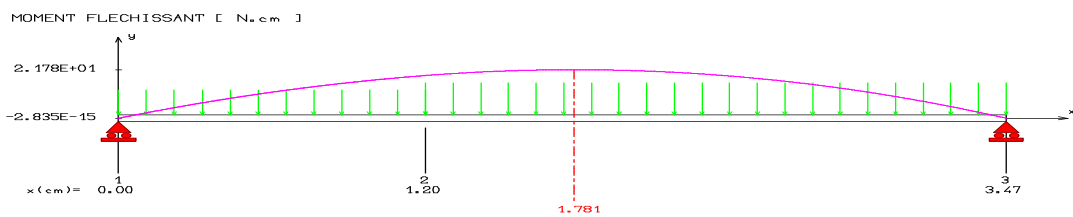
**III.4.3. La Deuxième partie : Volée 01 et 03 :**

• **Schéma statique**

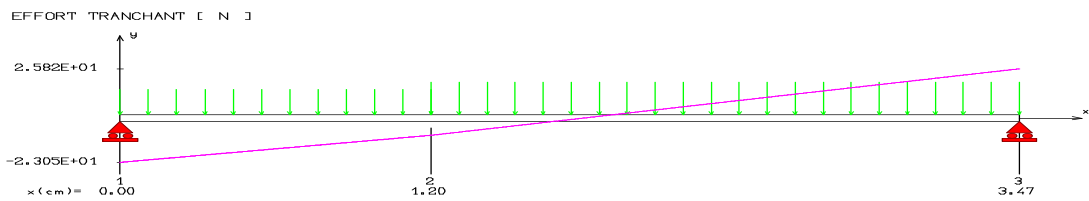


• **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**

➤ **L'ELU :**

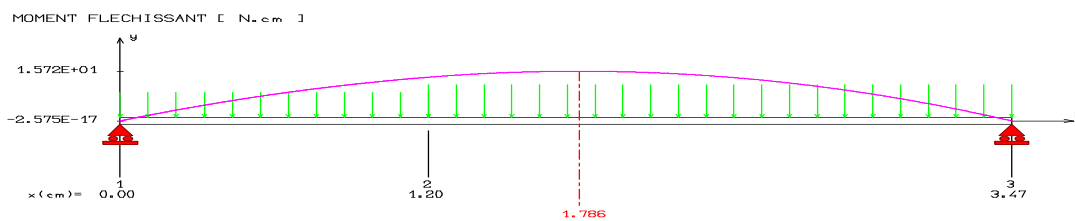
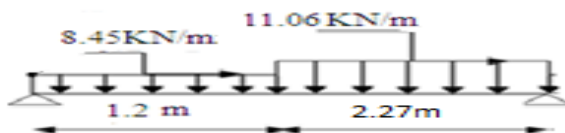


**Fig. III.13 : Diagramme de moments**

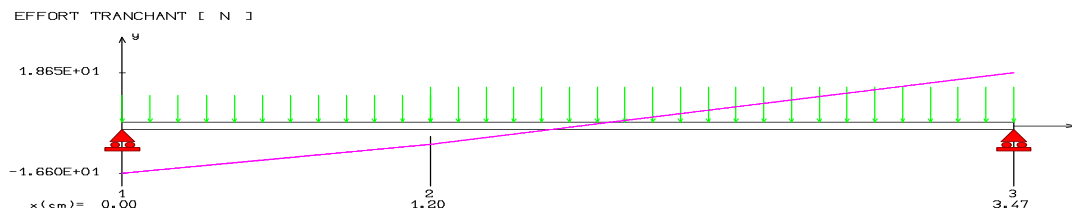


**Fig. III.14 : Diagramme des efforts tranchants**

➤ **A L'ELS :**



**Fig. III.15 : Diagramme des moments**



**Fig. III.16 : Diagramme des efforts tranchants**

	M (KN.m)	V (KN)
<b>ELU</b>	21.78	25.82
<b>ELS</b>	15.72	18.65

**Tableau III.5 : récapitulatif des moments et efforts tranchants :**

- **Les moments :**

- **A L'ELU**

$$M_{app} = (-0,3) M_{umax} = (-0,3) \times 21.78 = -6.54 \text{ KNm}$$

$$M_{tr} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 21.78 = 18.52 \text{ KNm}$$

- **A L'ELS**

$$M_{app} = (-0,3) M_{max} = (-0,3) \times 15.72 = -4.72 \text{ KNm}$$

$$M_{tr} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 15.72 = 13.36 \text{ KNm}$$

### III.4.3.1. Ferrailage:

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable

En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur

#### **a) Armatures longitudinales :**

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

- **En travée :**  $M_{tr} = 18.52 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{18.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.071$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.52}{13.36} = 1,39$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.295$$

D'où :  $\mu_{bu} = 0,071 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$  (section simplement armée –SSA-).

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$  méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0,6 \cdot 0,071) = 13 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{18.52 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} = 4.11 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_u = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$  Avec :  $\text{St} = 15 \text{ cm}$

➤ **En appuis** :  $M_{app} = 6.54 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.54}{4.72} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.295$$

D'où :  $\mu_{bu} = 0,025 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$  (section simplement armée –SSA-).

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$  méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0,6 \cdot 0,025) = 13.3 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{4.72 \times 10^{-3}}{0.133 \times 348} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_u = 7\text{HA}10 = 5.5 \text{ cm}^2$  Avec :  $\text{St} = 15 \text{ cm}$ .

### b) Armatures de répartition :

➤ **En travée** :

$$A_t = A_l / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Avec :  $\text{St} = 20 \text{ cm}$ ,

➤ **En appuis** :

$$A_{app} = A_l / 4 = 5.5 / 4 = 1.37 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 5\text{HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$  Avec :  $\text{St} = 20 \text{ cm}$ ,

### III.4.3.2. Vérifications à L'ELU

#### a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 135 \times 2.1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée** :  $A_u = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$

$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$  Alors la condition est vérifiée.

➤ **En appuis** :  $A_u = 5,5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$

$A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$

### b) Répartition des barres :

➤ **Armatures longitudinales :**

$St < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$

$St = (15, 15) [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition :**

$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 [\text{cm}]$

$St = (20, 20) [\text{cm}] < 45[\text{cm}] \Rightarrow \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

### c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91 Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$$

$V_{u\max} = 25,82 \text{ Kn}$  Avec :  $\psi = 1,5$  pour HA

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres  $\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{25,82 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 157} = 1,35 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée

### d) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{25,82 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,19 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### ) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 Art.5.1.3.13)

❖ **Influence sur le béton** : (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 135 \times 0,9 \times 1000}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 25,82 < 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.3.3. Vérifications à l'ELS :****a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :**➤ **En travée:**

$$\sigma_{bc} = KY \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

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

$$1y^2 + 30(7.92 \cdot 10^{-4})y - 30[(0,135 \times (7.92 \cdot 10^{-4}))] = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0.056\text{m}$$

$$I = \frac{100.(5.6)^3}{3} + 15 \times 7.92(13.5 - 5.6)^2 = 13457\text{cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I = 13457.3\text{cm}^4$$

$$\text{D'où : } K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13.36 \times 10^{-3}}{13457.3 \times 10^{-8}} = 99.28\text{KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = (99.28)0.056 = 5.56\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :****On doit vérifier que:**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ 

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e : 110\sqrt{\eta * f_{t28}}) \right\} = \min(267.67\text{MPa}; \max(200\text{MPa} : 201.63\text{MPa}))$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \eta.K.(d-y) = 15 * 99.28(0.135 - 0.036) = 147.43\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 147.3\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

$$1y^2 + 30(5.5 \cdot 10^{-4})y - 30[(0,135 \times (5.5 \cdot 10^{-4}))] = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0.036\text{m}$$

$$I = \frac{100.(3.6)^3}{3} + 15 \times 5.5(13.5 - 3.6)^2 = 9641.03\text{cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I = 9641.03\text{cm}^4$$

$$\text{D'où : } K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4.72 \times 10^{-3}}{9641.03 \times 10^{-8}} = 48.95\text{KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = (48.95)0.036 = 1.76\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$



**c) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}}) \right\} = \min \left\{ 267.67 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \cdot 83.49 (0.135 - 0.036) = 123.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 123.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	13.68	7.92	16553	5.6	82.64	4.63	15	147.3	201.63	Cv
Appui	8.05	5.50	9641.03	3,6	83.49	3	15	123.98	201.63	Cv

**Tableau III.6 : Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

**d) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{3.47} = 0.043 \leq 0.0625 \rightarrow \text{cnv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0.15}{3.47} = 0.043 \leq \frac{1}{10} \frac{13.36}{15.71} = 0.085 \rightarrow \text{cnv}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

**Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5 q_s L^4}{384 E_v I}$$

Avec :

$$q_s = \max(\text{palier}, \text{volée}) = (8.45 \text{ KN/ml}, 11.06 \text{ KN/ml}) = 11.06 \text{ KN/ml.}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différée} = 10818,86 [\text{MPa}].$$

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B<sub>0</sub> : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = bxh + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 7.92 = 1618.8 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_s d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 13.5 = 12853.8 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12853.8}{1618.8} = 7.94 \text{ cm} \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.94 = 7.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15 [A_1 (V_2 - c)^2] = \frac{100}{3} (8.08^3 - 6.92^3) + 15 [10.78 (6.92 - 1.5)^2] \quad I = \frac{b}{3}$$

$$[V_1^3 - V_2^3] + 15 [A_1 (V_2 - c)] = \frac{100}{3} (7.94^3 - 6.92^3) + 15 (7.92 (7.06 - 1.5)) = 829.73 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 11.06 \times 3.47^4}{348 \times 10818.86 \times 10^3 \times 829.73 \times 10^{-8}} = 0.0025 = 0.25 \text{ cm}$$

$$\text{On a } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = (347/1000) + 0.5 = 0.847$$

$$f = 0.25 < \bar{f} = 0.847 \quad \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

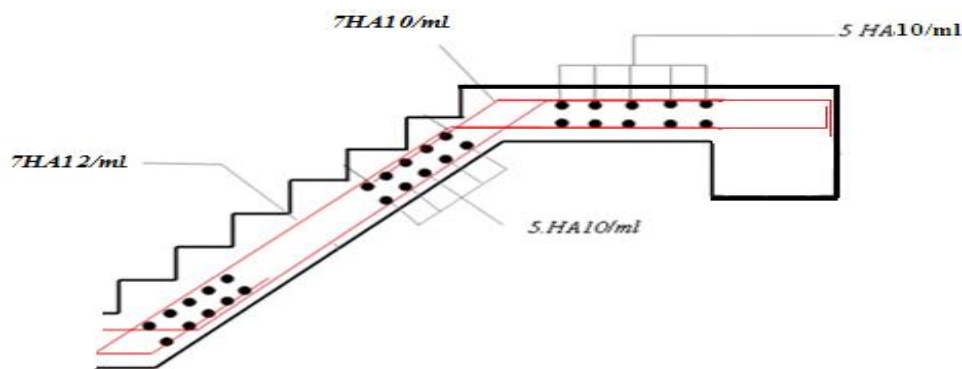


Fig.III.17 : de ferraillage d'escalier

### III.5. Étude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier :

#### III.5.1. Pré dimensionnement :

##### a) Critère de rigidité :

selon le BAEL91 les dimensions de la poutre palière sont :  $L = 3.45 \text{ m}$

➤ La hauteur de la poutre palière doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 23 \leq h \leq 34.5 \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

➤ **Le largeur de la poutre :**

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

**b) Vérification selon le RPA<sub>99</sub>V<sub>2003</sub>:**

h = 30 cm et b = 20 cm tel que:

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad CV$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad CV$$

$$\frac{h}{b} = 1,17 \quad CV$$

La section de la poutre palière est de dimension (bxh) = (30x35) cm<sup>2</sup>

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

• **Schéma statique :**

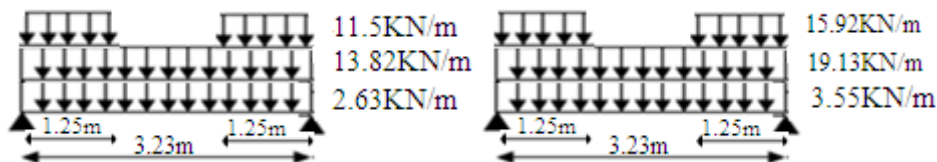
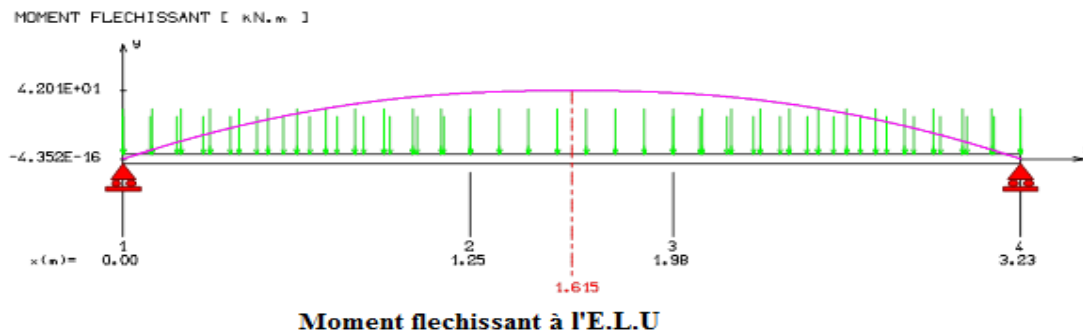
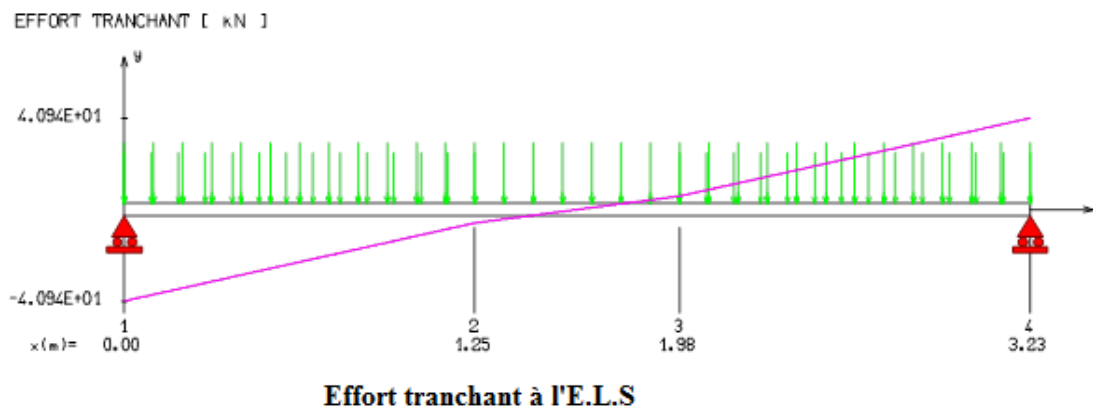
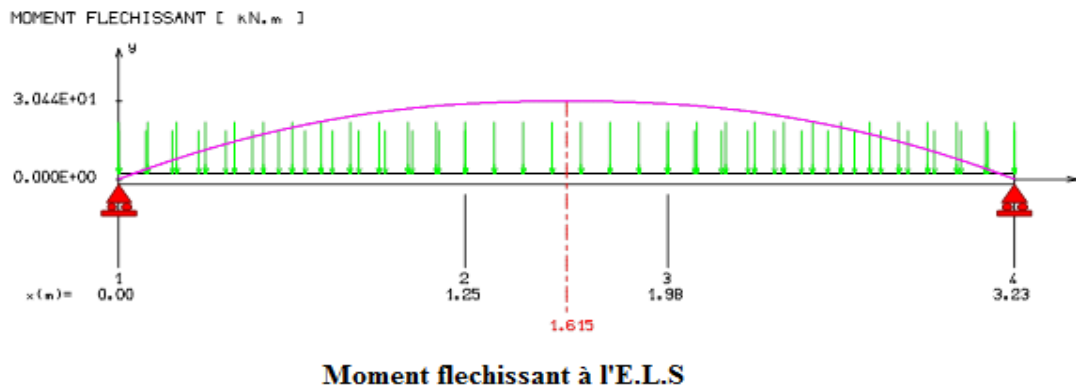
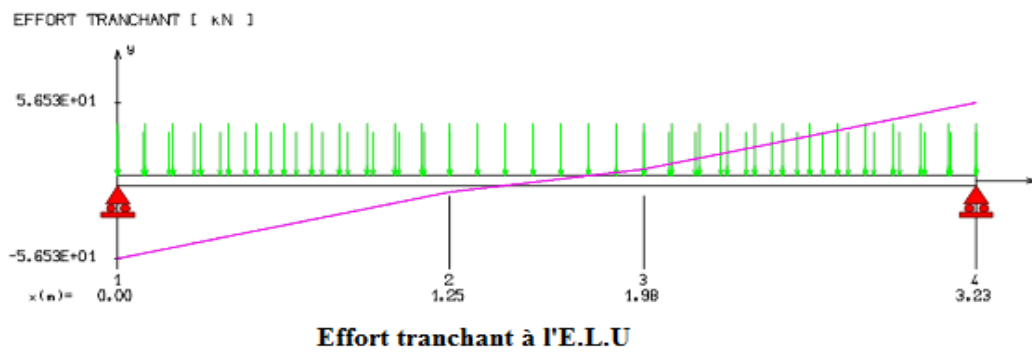


Schéma statique à l'E.L.S

Schéma statique à l'E.L.U.

• **Diagramme des moments et des efforts tranchants :**





	$M_{Max}$ (KN.m)	T(KN)	$M_a = -0,3M_{Max}$ (KN.m)	$M_t = 0,85M_{Max}$ (KN.m)
ELU	42.01	56.53	-12.60	35.71
ELS	30.44	40.94	-9.13	25.87

**Tableau III.7 : les moments et les efforts tranchants**

**III.5.3. Ferrailage de la poutre palière :**➤ **E.L.U :**

- **En travée :**

$$M_u^T = 35.71 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{35.71 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,084$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{35.71}{25.87} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.084 < \mu_{Lu} = 0.292 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées } \mathbf{A}' = \mathbf{0} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

ainsi :  $\mu_{bu} = 0.084 < 0.275 \Rightarrow$  méthode simplifiée pour calculer  $Z_b$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 31,5(1 - 0.6 \times 0.085) = 29.89 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{35.71 \times 10^{-3}}{0.2989 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_u = 3.43 \text{ cm}^2}$$

- **En appuis**

$$M_u = 12.60 \text{ KN.m,}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.60 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,2} = 0,03$$

$$\mu_{bu} = 0.03 < \mu_{Lu} = 0.292 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées } \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

ainsi :  $\mu_{bu} = 0.03 < 0.275 \Rightarrow$  méthode simplifiée pour calculer  $Z_b$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 31.5(1 - 0.6 \times 0.03) = 30.93 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{12.60 \times 10^{-3}}{0.3093 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_u = 1.17 \text{ cm}^2}$$

**III.5.4. Vérification à l'ELU:****a) Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 3.43 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 2\text{HA}12 \text{ et } 3\text{HA}14 = 6.88 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 1.17 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = T_{\max} = 56.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{56.53 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 0.60 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**c) Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13) :**

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 x dx \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 56.53 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.315 \times 4(0.012)\pi = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**d) Les armatures transversales :**

Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \phi_t \\ \frac{h_t}{35} \\ \frac{b}{10} \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} 12 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{On choisi : } \phi_8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

On prend des  $\phi_8$  pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

e) **Espacement des barres : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :**

- **En zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_L\right)$  en prend :  $S_t = 10\text{cm}$
- **En zone courante :**  $S_t' < \frac{h_t}{2} = 17.5\text{cm}$  en prend :  $S_t = 15\text{cm}$

### III.5.5. Vérification à L'ELS :

a) **Vérification des contraintes à L'ELS :**

- **En travée**
- **Dans le béton :** On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A_s') \cdot y - \eta(A_s \cdot d + A_s' \cdot d') = 0 \quad \Rightarrow y = 11.56\text{cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \quad \Rightarrow I = 56480.73\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{25.87 \times 10^5}{56480.73 \times 10^4} = 0.046\text{N/mm}^3 \quad \Rightarrow K = 0.046\text{N/mm}^3$$

$\sigma_{bc} = K \cdot Y = 0.046 \times 115.6 = 5.32\text{MPa} < 15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Dans l'acier :** On doit vérifier  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$

On a :  $\sigma_s = < 348\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **aux appuis**

- **Dans le béton :** On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A_s') \cdot y - \eta(A_s \cdot d + A_s' \cdot d') = 0 \quad \Rightarrow y = 8.08\text{cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \quad \Rightarrow I = 28705.35\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{9.13 \cdot 10^5}{28705.35 \cdot 10^4} = 0.032\text{N/mm}^3 \quad \Rightarrow K = 0.032\text{N/mm}^3$$

$\sigma_{bc} = KY = 0.032 \times 80.8 = 2.59\text{MPa} < 15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Dans l'acier :** On doit vérifier  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 \times 0.032(315 - 80.8) = 112.42 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la flèche :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.43}{30 \times 31.5} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa}$  C.V
- $\frac{h}{l} = \frac{35}{280} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$  C.V

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**c) Vérification de torsion**

Il faut vérifier la formule du RUSCHE qui donne la contrainte de tangente :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

- $M_{tor}$  : Moment de torsion  $\Rightarrow M_{tor} = 19.41 \text{ KN.m}$
- $e$  : Épaisseur de la paroi considérée  $\Rightarrow e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$
- $\Omega$  : Aire du contour à mi-épaisseur  $\Rightarrow \Omega = (b - e)(h - e) = 750 \text{ cm}^2$

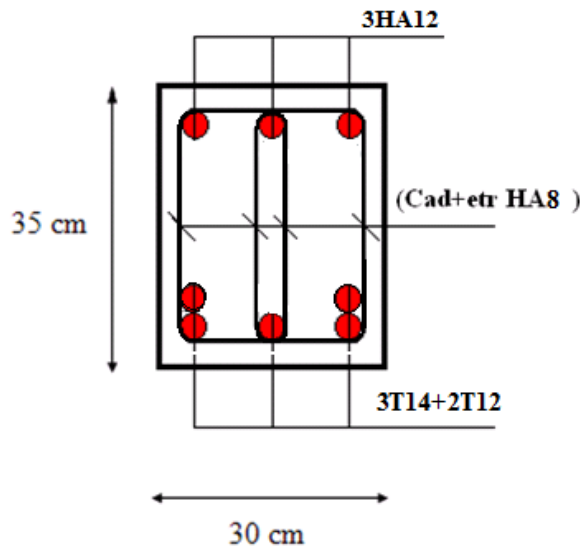
$$\tau_{tor} = 2.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Armatures longitudinal (cm <sup>2</sup> )		Armature transversals (cm <sup>2</sup> )
Travée	Appui	
2HA12 et 3HA14= 6.88cm <sup>2</sup>	3HA12= 3.39cm <sup>2</sup>	Cad + etr Ø8 = 1.01

**Tableau III.8 : Ferrailage de la poutre palière**





*Fig. III.18* : Ferrailage de la poutre palière :

### III.6. Calcul du plancher:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

#### III.6.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

➤ Si :  $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si :  $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2/\text{ml}$  doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } \mathbf{St=20 \text{ cm}}$$

**Avec :**  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_{\perp \text{ nervures}}$  : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,  $F_e = 520 \text{ MPa}$

( $F_e$ : limite élastique des aciers utilisées). 'Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_{\perp} = 5 \text{ } \cancel{\text{Ø 6}} \rightarrow \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement : **St=20 cm.**

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{// \text{ nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2 \quad A_{//} = \cancel{5 \text{ } \text{Ø 6}} \rightarrow \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

$A_{//}$ : diamètre parallèle aux poutrelles

• **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

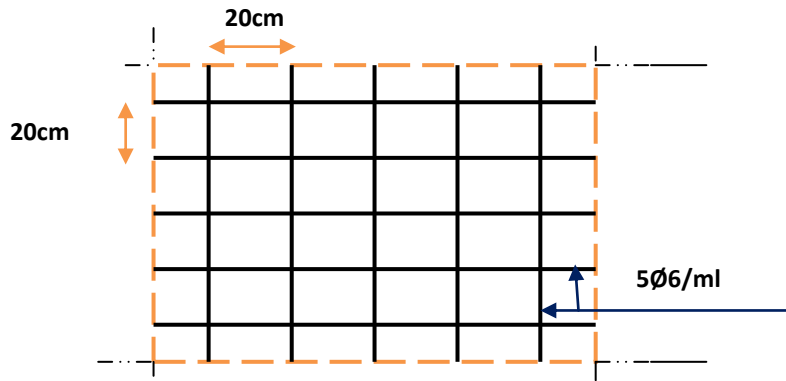


Fig.III 19:schéma de ferrailage Treillis soudés (20x20)

### III.6.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

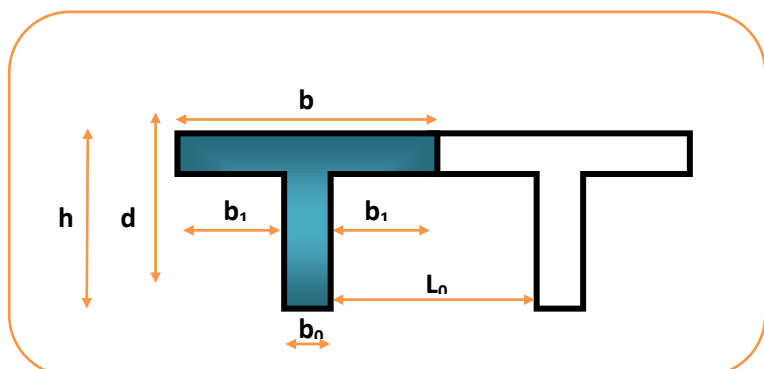
- 1<sup>ère</sup> étapes : avant le coulage de la table de compression
- 2<sup>ème</sup> étapes : après le coulage de la table de compression

#### III.6.2. 1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.



$L_1$  : La longueur de l'hourdis.  $\implies L_1=65\text{cm}$

$L_0$  : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

$L$  : la longueur de la plus grande travée.  $\implies L = 3.45\text{m}$

$b_0$  : largeur de la nervure  $\implies b_0 = 12\text{cm}$

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $\implies h_0 = 4\text{cm}$

$b$  : largeur de la dalle de compression  $\implies b = 2b_1 + b_0$  **On a :**

$$h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{370}{22.5} = 16.44\text{cm} \text{ On prend } \implies h = 20\text{cm}.$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a : } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \implies 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \implies \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \implies b_1 \leq (26.5 ; 37.5) \implies b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}. \implies b = 65\text{cm}$$

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

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

**a) Charges et surcharges :**

• **Charge permanente :**

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

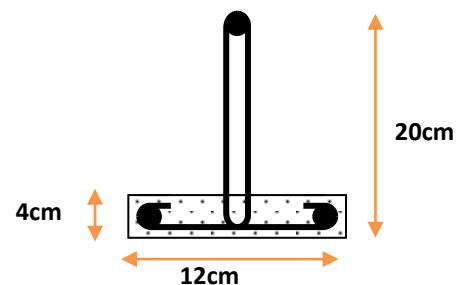
$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } G = 0,62 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

• **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$



**Fig.III .20: La nervure**

- **Combinaison des charges :**

- **à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$$

- **à L'ELS:**

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad q_s = 1.39 \text{ KN/ml}$$

**b) Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :**

- **à L'ELU :**

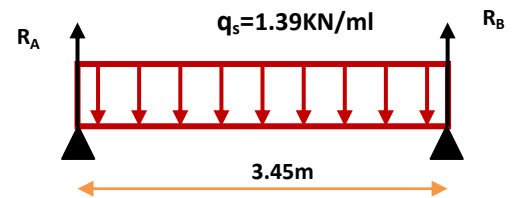
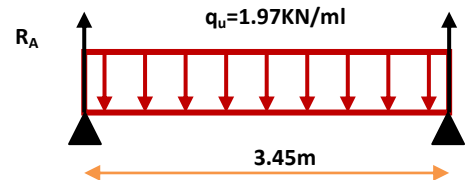
$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 3.45^2}{8} = 2.93 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 3.45}{2} = 3.4 \text{ KN}$$

- **à L'ELS:**

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 3.45^2}{8} = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 3.45}{2} = 2.4 \text{ KN}$$



- La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à **L'ELU** car la fissuration est considérée comme peut nuisible (**FPP**).

$$d = 0.9xh_0 = 3.6 \text{ cm} ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad M_u = 2.93 \text{ KN.m} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad M_{\text{ser}} = 2.07 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} b_0 d^2} = 1.327$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{2.93}{2.07} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4} = 0.30 \quad \Longrightarrow \quad \mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow 1.327 > 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est doublement armée (A' \neq 0)}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

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

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

**a) Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g=0.65G \\ q=0.65Q \end{cases}$$

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	g = 0.65G (KN/m <sup>2</sup> )	q=0.65Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN.m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.33	1.00	4.11	0.65	6.52	4.76
<b>Étage courant</b>	5.30	1.50	3.44	0.97	6.09	4.41
<b>Sous-sol</b>	5.30	2.5	3.44	1.625	7.08	5.06

**Tableau III.9 : les Charges et surcharges et Les combinaisons**

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de étage sous-sol :  $q_u = 7.08 \text{ KN/m}^2$

Donc on prend :  $G=5.3\text{KN/m}^2$  et  $Q=2.5 \text{ KN/m}$

**III.6.2.2. calcul des sollicitations :**

- **Choix de la méthode de calcul :**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

a) **Méthode forfaitaire:**❖ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée.

❖ **Domaine d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1)  $Q \leq 2G$ . Ou  $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ .
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

• **Remarque :**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **L'application de la méthode :**

$$1) \begin{cases} Q = 2.5 \leq 2G = 10.6 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{cases} \implies \text{C.V}$$

- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

$$3) \begin{cases} \frac{L_i}{L_{i-1}} = \frac{3.45}{1.4} = 2.46 \implies 0.8 < 2.46 \leq 1.25 \implies \text{C.N.V} \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.45}{3.45} = 1 \implies 0.8 < 1 \leq 1.25 \implies \text{C.V} \end{cases}$$

- 4) La fissuration est peu préjudiciable.  $\implies \text{C.V}$

La **troisième** condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

**b) Méthode de Caquot :****➤ Domaine d'application :**

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

**➤ Application de la méthode :**

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$ . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité  $q_w$  et  $q_e$ .
- Des charges concentrées  $P_w$   $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers la droite de la travée **e**).
- La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :
  - ★  $L' = L$  pour une travée de rive.
  - ★  $L' = 0.8 L$  pour une travée intermédiaire.

**➤ Règle des moments :**

- **Les moments en appuis :**

$$M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

$M_a$  = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

- **Les moments en travées:**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \quad X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

$M_t$  = le moment maximal en travée.

**➤ Règle de l'effort tranchant:**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2} \quad \text{avec : } V_w : \text{l'effort tranchant sur l'appui gauche.}$$

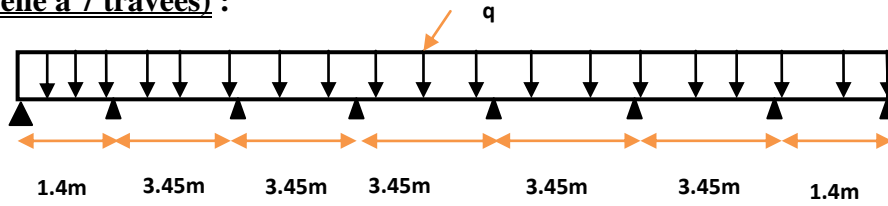
$$V_e = V_w + q \times L \quad \text{avec : } V_e : \text{l'effort tranchant sur l'appui droit.}$$

**❖ Application de la méthode (Caquot) :**

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :



**(poutrelle a 7 travées) :**



- à L'ELU  $\Rightarrow q_u = 7.08 \text{ KN/m}$
- à L'ELS  $\Rightarrow q_s = 5.06 \text{ KN/m}$
- à L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$q_u(\text{KN/m})$	7.08	7.08	7.08	7.08	7.08	7.08	7.08
$L(\text{m})$	1.4	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	1.4
$L'(\text{m})$	1.4	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	1.4

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
$L'_w(\text{m})$	0	1.4	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	1.4
$L_e'(\text{m})$	1.4	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	1.4	0
$M_a(\text{KN.m})$	0	- 5.12	- 6.35	- 6.35	- 6.35	- 6.35	- 5.12	0

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{KN.m})$	0	- 5.12	- 6.35	- 6.35	- 6.35	- 6.35	- 5.12
$M_e(\text{KN.m})$	- 5.12	- 6.35	- 6.35	- 6.35	- 6.35	- 5.12	0
$V_w(\text{m})$	- 1.30	-11.86	-12.21	-12.21	-12.21	-12.57	-8.61
$V_e(\text{m})$	8.61	12.57	12.12	12.21	12.21	11.86	1.3
$X_0(\text{m})$	0.18	1.68	1.72	1.72	1.72	1.79	1.22
$M_t(\text{KN.m})$	0.12	4.81	4.18	4.18	4.18	4.81	0.12

Tableau III.10 : calcul des moments et des efforts tranchants

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

EFFORT TRANCHANT [ kN ]

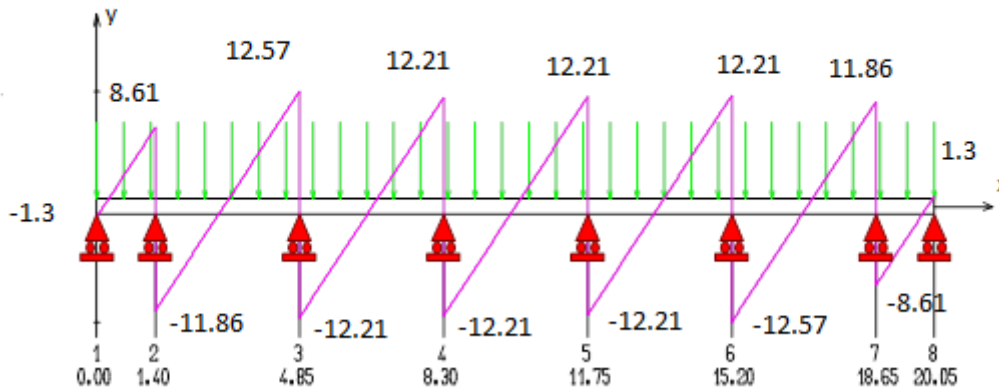


Fig III.21 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]

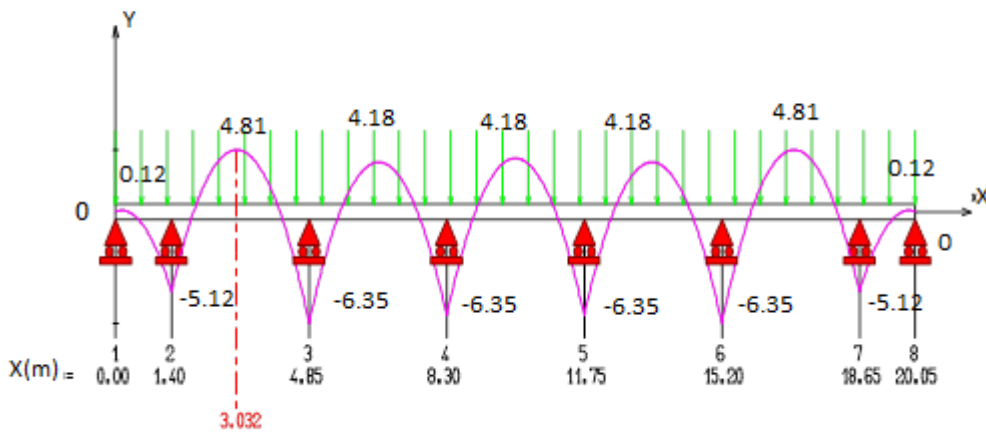


Fig III.22 : Diagramme des moments à L'ELU

➤ à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
q <sub>s</sub> (KN/m)	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06	5.06
L(m)	1.4	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	1.4
L'(m)	1.4	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	1.4

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
L' <sub>w</sub> (m)	0	1.4	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	1.4
L <sub>e</sub> '(m)	1.4	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	1.4	0
M <sub>a</sub> (KN.m)	0	- 3.40	- 4.53	- 4.53	- 4.53	- 4.53	- 3.40	0

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{KN.m})$	0	- 3.40	- 4.53	- 4.53	- 4.53	- 4.53	- 3.40
$M_e(\text{KN.m})$	- 3.40	- 4.53	- 4.53	- 4.53	- 4.53	- 3.40	0
$V_w(\text{m})$	- 1.11	- 8.27	-8.73	-8.73	-8.73	-9.06	-5.97
$V_e(\text{m})$	5.97	9.06	8.73	8.73	8.73	8.27	1.11
$X_0(\text{m})$	0.22	1.63	1.72	1.72	1.72	1.79	1.18
$M_t(\text{KN.m})$	0.12	3.36	3.00	3.00	3.00	3.58	0.12

Tableau III.11 : calcul des moments et des efforts tranchants

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

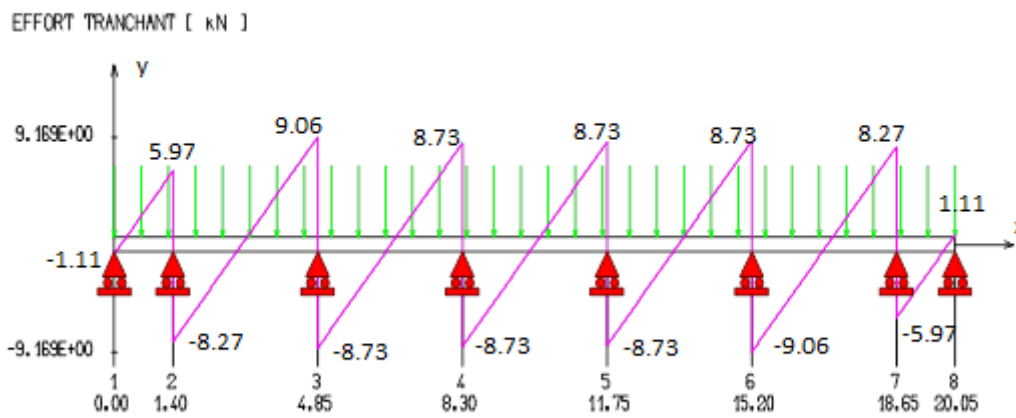


Fig III.23 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

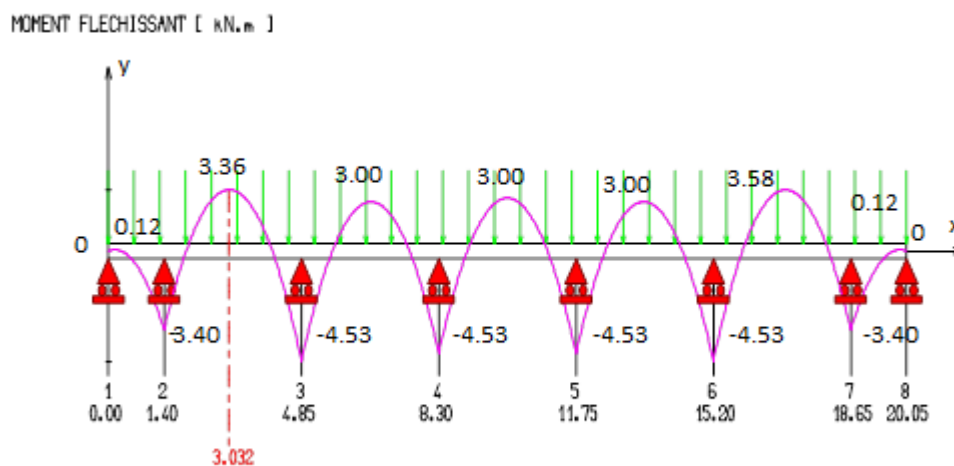


Fig III.24 : Diagramme des moments à L'ELS

**III.6.2.3. Ferrailage :**

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

• **à L'ELU :**

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_e(max)$ (KN)
6.35	4.81	12.57	12.57

**Tableau III.12 : Ferrailage de poutrelle à L'ELU**• **à L'ELS :**

$M_{ser(max)}^a$ (KN.m)	$M_{ser(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_e(max)$ (KN)
4.53	3.58	9.06	9.06

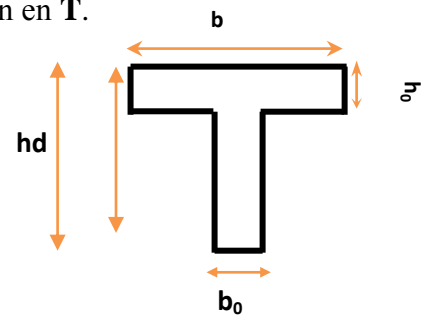
**Tableau III.13 : Ferrailage de poutrelle à L'ELS****a) Calcul des armatures longitudinales :**➤ **En travée :**

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en **T**.

$$b = 65\text{cm} \quad b_0 = 12\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} \quad h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 0.9h = 18\text{cm}$$

**b) Le moment équilibré par la table de compression :**

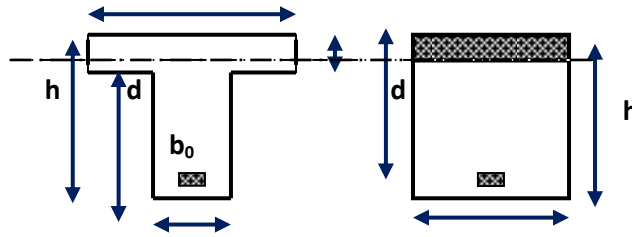
$$M_{u(max)}^t = 4.81 \text{KN.m}$$

$$M_{tu} = bh_0 F_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right), \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07 \text{KN.m} \quad M_{tu} = 59.07 \text{KN.m}$$

$$M_{u(max)}^t \leq M_{tu}$$

L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \cdot h)$ ,  $b = 65\text{cm}$  et  $h = 20\text{cm}$



Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

★ Calcul de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4810}{65 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,016$$

★ Calcul de  $\mu_{lu}$  :

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{4,81}{3,58} = 1,34$

$$\mu_{lu} = [3440(1,34) + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,28$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies$  (Pas d'armatures comprimées  $A'_s = 0$ ).

$\mu_{bu} = 0,016 < \mu_{lu} = 0,275 \implies$  On utilise la méthode simplifiée.

★ Calcul de  $Z_b$  :

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18(1 - 0,6 \times 0,016) = 0,178 \implies Z_b = 0,178 \text{ m}$$

★ Calcul de  $A_{st}$  :

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{4,81 \times 10^{-3}}{0,178 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

● Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée :

Type	$M_u^t$ (max) [kN.m]	$\mu_{bu}$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_s$ adopté [cm <sup>2</sup> ]
Résultats	4.81	0,016	0	17.8	0.78	3HA10	2.36

Tableau III.14: résultats du calcul des Sections d'armatures en Travée

➤ En appui :

$$M_u^a(\max) = 6,35 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec **d=18cm** et **b=65cm**

★ Calcul de  $\mu_{bu}$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6350}{65 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,021$$

★ Calcul de  $\mu_{lu}$  :

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6.35}{4.53} = 1.40$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.40) + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.299$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies$  (Pas d'armatures comprimées  $A' = 0$ ).

$\mu_{bu} = 0.021 < \mu_{lu} = 0.275 \implies$  On utilise la méthode simplifiée.

★ Calcul de  $Z_b$  :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18(1 - 0.6 \times 0.021) = 0.178 \implies Z_b = 0.178 \text{ m}$$

★ Calcul de  $A_{sa}$  :

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{6.35 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } \mathbf{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

● Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui :

Type	$M_u^{\max}$ [kN.m]	$\mu_{bu}$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm]	$A_{sa}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_s$ adopté [cm <sup>2</sup> ]
Résultats	6.35	0,021	0	17.8	1.02	<b>2HA12</b>	2.26

Tableau III.15 : résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui

c) Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $\emptyset = 6 \text{ mm}$  ; les armatures transversales sont : **2HA6** ( $A = 0.57 \text{ cm}^2$ ).

d) Espacement des armatures transversales ( $S_t$ ) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

**III.6.2.4. Verifications:****➤ à L'ELU :****1) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.2/BAEL99).**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

**2) Vérification de la disposition des armatures d'acier :****➤ Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Avec : } S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{C.V}$$

**3) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$T_u^{\max} = 12.57 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2.5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{12.57 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

**4) Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui :**

On doit vérifier :

$$T_u < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b}$$

- **Appui de rive :**  $T_u = 8.61 \text{ KN}$ ,  $a = 0.9d = 0.9 (0.18) = 0.162 \text{ m}$

$$T_u = 8.61 \text{ KN} < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0.4(25)0.12 \times 0.162}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :**  $T_u = 12.57 \text{ KN}$ ,  $a = 0.9d = 0.9 (0.18) = 0.162$

$$T_u = 12.57 \text{ KN} < \frac{0.4 f_{c28} x b_0 x a}{\gamma_b} = \frac{0.4(25)0.12 x 0.162}{1.5} = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

### 5) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

#### a) Ancrage des barres :

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 x d x \sum u_i < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 x 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$  (acier F<sub>e</sub>400, haute adhérence)

$$\tau_{ser} = 12.57 x 10^{-3} / 0.9 x 0.18 x 2(0.012)\pi = 1.03 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$\overline{\tau_s}$  : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 12 \text{ mm}$ )

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### b) Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$L_s$  : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.15} = 31.74 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

#### c) Ancrages courbe :

$L_a$  : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 16 \text{ cm}$$



**d) Escapement:**

$$S_t = 15\text{cm} \leq (A_t f_c) / (0.4b_0) = \frac{0.78 \times 100 \times 400}{120 \times 0.4} = 65 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

**➤ à L'ELS :****• Moments max:**

**En appuis:**  $M_{\text{ser}}^a = 4.53 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{\text{ser}}^t = 3.58 \text{ KN.m}$

**• Effort tranchant:**

$$V_S = 9.06 \text{ KN.}$$

**a) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ ) avec :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15 \quad \Rightarrow \quad K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

$$y = \frac{15(A_S + A_S'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A_S'')}{7.5(A_S + A_S'')^2}} - I \right]$$

**• En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 3.58 \text{ KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A_S = 2.36 \text{ cm}^2; \quad A_S' = 0$$

**• En appuis :**

$$M_{\text{ser}} = 4.53 \text{ KNm}; \quad b_0 = 12 \text{ cm}; \quad A_S = 2.26 \text{ cm}^2; \quad A_S' = 0; \quad d = 18 \text{ cm}$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	KMPa/m <sup>3</sup>	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	3.58	2.36	8323.276	3.91	69.80	2.73	15	<b>Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	4.53	2.26	5422.24	7.64	154.91	11.85	15	<b>Vérifiée</b>

**Tableau III.16 : Contrainte de béton comprimé**

**b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de  $\sigma_s$  en service.

**c) Vérification de la flèche :**

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

**Avec :** L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M<sub>0</sub> : moment isostatique.

A<sub>S</sub> : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

**On a :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{MPa} \implies \text{C.V}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{345} = 0.0580 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.N.V}$

Donc le calcul de la flèche est indispensable

- **Calcul de la flèche :**  $f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

**Avec :**

$$E = 111^3 \sqrt{f} c28 = 32,164.10^3 \text{ MPa}$$

- **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh_0 + b_0(h - h_0) + 15A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2 I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} = \frac{5 \times 4.76 \times 3.45^4}{384 \times 32,164 \times 14994.327} = 0.672 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \bar{f} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm}$$

$$f = 0.672 \text{ cm} < \bar{f} = 0,69 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### III.7. Etude de la Dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dans les appuis peuvent être continus (poutre, voile ou murs maçonnés) ou ponctuelles (poteaux).

#### III.7.1. Détermination de l'épaisseur des panneaux :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{357}{30} = 11.9 \text{ cm}$$

$h_t$  doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

Soit :  $h_t = 15 \text{ cm}$  ,  $d = 0.9h_t = 13.5 \text{ cm}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$

- Le rapport :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.45}{4.45} = 0,78$$

$0,4 \leq \rho = 0,78 \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travail dans les deux sens.

Après interpolation on trouve : à l'ELU  $\begin{cases} \mu_x = 0.0587 \\ \mu_y = 0.559 \end{cases}$

$$\text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0652 \\ \mu_y = 0.683 \end{cases}$$

$\mu_y \leq 1$ , ce qui signifie que le moment le plus important est dans le sens de la petite portée et par conséquent, la direction parallèle aux petits cotés sera la plus armée. Ce résultat qui peut paraître surprenant (on a tendance à vouloir mettre plus d'acier si la portée est plus grande) vient du fait que la part des charges transmise dans la direction de la petite portée est plus importante que celle transmise dans la direction de la grande portée.

### III.7. 2. Calcul à ELU :

- **Combinaison de charge** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$G$  : Poids propre de la dalle + revêtement =  $6.2 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

$Q$  : Surcharge d'exploitation =  $2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(6.2) + 1.5(2.5) = 12.12 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Calcul des moments** :  $M_x$  et  $M_y$

$$M_x = \mu_x p l_x^2 = 0.0587 \times 12.12 \times 3.45^2 = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{et } M_y = \mu_y M_x = 0.559 \times 8.47 = 4.73 \text{ KN.m}$$

### III.7.3. Ferrailage :

- **Sens xx :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5M_x = 0.5 \times 8.47 = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{4.24 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 13.5(1 - 0.6 \times 0.016) = 13.37 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{4.24 \times 10^6}{133.7 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.75.M_x = 0.75 \times 8.47 = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.35 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 13.5(1 - 0.6 \times 0.025) = 13.30 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{6.35 \times 10^6}{133 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Soit  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Sens yy :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5.M_y = 0.5 \times 4.73 = 2.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.37 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0,0092 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 13.5(1 - 0.6 \times 0.0092) = 13.42 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{2.37 \times 10^6}{134.2 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit  $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.75.M_y = 0.75 \times 4.73 = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.55 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 13.5(1 - 0.6 \times 0.014) = 13.39 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{3.55 \times 10^6}{133.9 \times 348} = 0.76 \text{ cm}^2$$

Soit  $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Calcul de l'effort tranchant :**

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour : Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour } \rho < 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{qLx}{2} \\ V_y = 0 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \rho \geq 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{qLx}{2} \frac{1}{1 + \rho/2} \\ V_y = \frac{qLx}{3} \leq V_x \end{array} \right.$$

$$V_x = 15.04 \text{ KN} \quad V_y = 13.94 \text{ KN} \leq V_x$$

**III.7.4 . Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité :**• **Sens xx :**

$$A_x \geq b \times h \times \omega_o \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \left( \frac{3 - 0.78}{2} \right) = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\omega_o = 0.8\%_{00} (FeE400)$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_x = 1.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **sens yy :**

$$A_y \geq b \times h \times \omega_o = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_y = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Contrainte tangentielle :**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{q.L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \rho/2} = \frac{12.12 \times 3.45}{2} \times \frac{1}{1 + 0.78/2} = 15.04 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q \cdot L_x}{3} = \frac{12.12 \times 3.45}{3} = 13.94 \text{KN} \leq V_x$$

- **Sens xx :**

$$V_x = 15.04 \text{KN}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = \frac{15.04}{1 \times 0.135 \times 10^3} = 0.111 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens yy :**

$$V_y = 7.56 \text{KN} \quad \text{La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :}$$

$$\tau_u = \frac{V_y}{bd} = \frac{7.56}{1 \times 0.135 \times 10^3} = 0.056 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**c. Ecartement des barres ( BAEL91.Art.A.8.2.42 ) :**

L'espace des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales : min(3h;33cm)**

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition : min(4h;45cm)**

$$St = 20 \text{ cm} < 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

- **Sens xx :**

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 1.0 = 15.70 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.04 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.79 \text{ MPa} < 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- sens yy :

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 1.0 = 15.70 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.94 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.73 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc :** pas de risque d'entraînement des barres.

### e) Encrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$$

### III.7.5. Calcul à ELS :

- Combinaison de charge :  $q_s = G + Q$

G : Poids propre de la dalle + revêtement =  $6.2 \text{ KN} / \text{m}^2$ .

Q : Surcharge d'exploitation =  $2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$q_s = 6.2 + 2.5 = 8.7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Calcul des moments  $M_x$  et  $M_y$

$$M_x = \mu_x p l_x^2 = 0.0652 \times 8.7 \times 3.45^2 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{et } M_y = \mu_y M_x = 0.683 \times 6.75 = 4.61 \text{ KN.m}$$

### III.7.6. Vérifications à l'ELS :

- Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

- État limite de résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$



- **Sens xx** :  $A_t = A_a = 3.93 \text{ cm}^2$

$$M_t = 0.75.M_x = 0.75 \times 6.75 = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 135} = 0.302 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 42.47 \\ \beta_1 = 0.913 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{5.06 \times 10^3}{0.913 \times 13.5 \times 3.93} = 104.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{104.5}{42.47} = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens yy** :  $A_t = A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$M_t = 0.75.M_y = 0.75 \times 4.61 = 3.46 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 135} = 0.193 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 55.42 \\ \beta_1 = 0.929 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3.46 \times 10^3}{0.929 \times 13.5 \times 2.51} = 109.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### c. Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment entravé de la dalle continue dans la direction.

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

$A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{345} = 0.064 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{txx}}{20 M_x} \Rightarrow \frac{0.15}{3.45} = 0.043 \geq 0.037 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left\{ \frac{Ax}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 135} = 0.0019 \right.$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Le ferrailage de la dalle plein est comme suit :

- **En travées :**

5HA10 (sens x-x), St=20cm

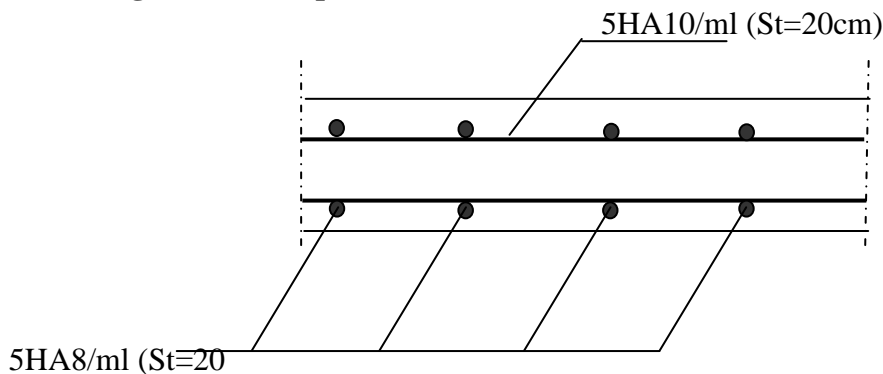
5HA8 (sens y-y), St=20cm

- **En appuis :**

5HA10 (sens x-x), St=20cm

5HA8 (sens y-y), St=20cm

**Ferrailage de la dalle pleine :**



**Fig. III.25 :** Ferrailage de la dalle pleine suivant les deux sens

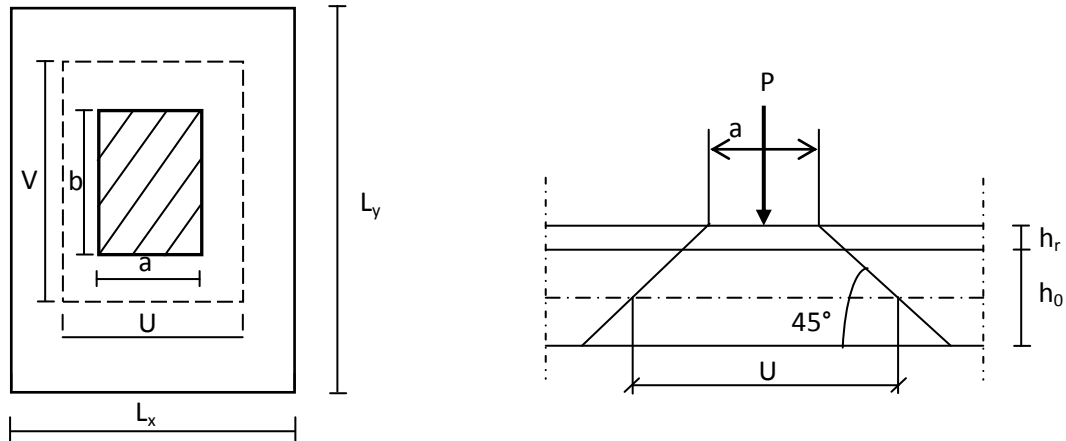
### III.8. SALLE DE MACHINE

#### III.8.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , la surface de la cabine est de  $(1.8 \times 1.64)$  pouvant charger huit (08) personnes .la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (09) tonnes.



**Fig. III.26 : Répartition de la charge localisée sur la dalle**

**III.8.2) Dimensionnement :**

$ht \geq l_x/30 = 164/30 = 5,47 \text{ cm.}$

Le R.P.A impose que  $h_{\min} = 12 \text{ cm.}$  Donc on prend  $h_0 = 15 \text{ cm.}$

$\alpha = l_x/l_y = 164/180 = 0.91 : 0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow$  la dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

On doit calculer la surface d'impact  $U \cdot V$  :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x. \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y. \end{cases}$$

$a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$

$h = 5 \text{ cm}$  épaisseur de revêtement.

$$\begin{cases} U = 125 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 164 \text{ cm.} \\ l_y = 180 \text{ cm.} \end{cases}$$

**III.8.3) Calcul des sollicitations à L'ELU : ( $\nu = 0$ )**➤ **Système de levage :**

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4.85 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } Q_u = (1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}^2.$$

**III.8.4) Calcul des sollicitations à L'ELS :  $\nu = 0,2$** ➤ **Système de levage :**

$$Q_s = 90 \text{ KN.}$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\text{Donc: } Q_s = (4.85 + 1) \times 1 = 5.85 \text{ KN/m.}$$

**Evaluation des moments a l'ELU:****1) Evaluation des moments :**

$M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,7980 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0448 \times 8,05 \times 1,64^2 = 0,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,7980 \times 0,97 = 0,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**2) Evaluation des moments :**

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,64}{1,8} = 0,91 \quad \frac{U}{L_x} = \frac{125}{164} = 0,762 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{125}{180} = 0,696$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a :  $M_1 = 0,068$ ;  $M_2 = 0,054$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0,068 = 8.26 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0,054 = 6.56 \text{ KN.m.}$$

### 3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.26 + 0.97 = 8.01 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.56 + 0.77 = 5.05 \text{ KN.m}$$

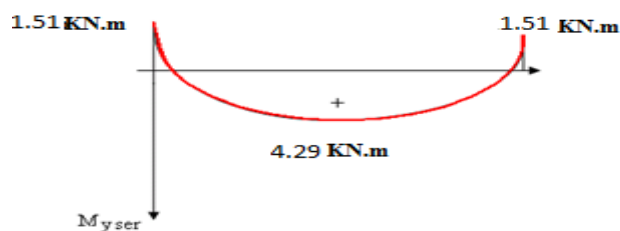
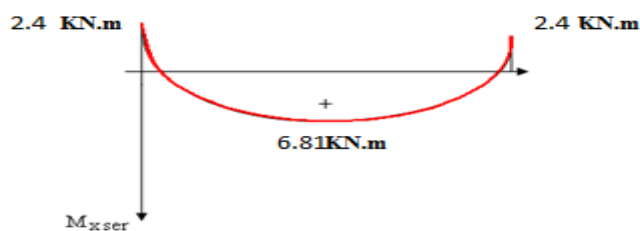
#### Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Zone	Sens	$M_u$ (KN.m)
Aux appuis	$L_x$	$-0,3 \times 8.01 = -2.4$
	$L_y$	$-0,3 \times 5.05 = -1.51$
En travée	$L_x$	$0,85 \times 8.01 = 6.81$
	$L_y$	$0,85 \times 5.05 = 4.29$

Tableau III.17 : Les moments dans les travées et les appuis

#### ➤ diagrammes des moments L'ELU :



**III.8.5. Calcul des armatures :****➤ Calcul à L'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

- **sens x-x :**

**➤ Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 \times 8.01 = -2.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2.4 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.20} = 0,01 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,01)] = 0,129 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{2.4 \times 10^6}{129 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2 \text{ As} = \mathbf{0.53 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ On prend : } \mathbf{St=25 \text{ cm}}$$

**➤ En travée**

H=15cm ; b=100cm ; d=13cm ;  $\gamma_s=1,15$ ;  $\gamma_b=1,15$ ; FeE400;  $F_{ed}=348 \text{ MPa}$ ;  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ ;  
 $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$ ;  $F_{bu}=14,2 \text{ MPa}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{6.81 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.20} = 0,03 \qquad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < \mu_{lu} = 0,2922 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \Rightarrow$  On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,03)] = 0,128 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{6.81 \times 10^6}{128 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2 \quad A_s = 1.53 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ On prend : } \quad \mathbf{St=25 \text{ cm}}$$

- **sens y-y :**

Le Ferrailage dans le sens (y-y) c'est le même ferrailage trouvé dans le (sens x-x) :

Zone	Sens	M <sub>u</sub> (Kn.m)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
sur appuis	X-X	2.4	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>	25
En traveé		6,81	4HA10 = 4.13 cm <sup>2</sup>	25
sur appuis	Y-Y	1.51	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>	25
En traveé		4.29	4HA10 = 3.14 cm <sup>2</sup>	25

**Tableau III.18 : les résultats de Ferrailage adopté**

### III.8.6. Les Vérifications à L'ELU :

#### a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour FeE400 et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{200}{250}}{2} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :  $A_{sx} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  Condition vérifiée

En traveé :  $A_{sy} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

#### b) Diamètre maximal des barres :

$$\phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Nous choisissons des HA8, donc la condition est vérifiée.

**c) Espacement des barres :**

Armatures  $A_x // L_x$  :

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures  $A_y // \text{à } L_y$  :

$$\triangleright S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen

**e) Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min : \left( \frac{0,15 F_{bc}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$U = V \rightarrow V = \frac{q}{2x_0 + y_0} = \frac{121,5}{2 \times 125 + 125} = 0,324 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0,324 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,0025 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0025 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,3 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Calcul à L'ELS :****1) Evaluation des moments :  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dans le système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec :  $M_1$  et  $M_2$  sont déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y} \text{ et de } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$M_1 = 0,068, M_2 = 0,054$$

$$v = 0,2, q_s = 90 \text{ KN}$$



$$M_{x1} = 90 (0,068 + 0,2 (0,054)) = 7,09 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y1} = 90(0,054 + 0,2 (0,068)) = 6,08 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

2) **Evaluation des moments** :  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0448 \times 4,85 \times 1,64^2 = 0,58 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,7980 \times 0,58 = 0,47 \end{cases}$$

3) **Superposition des moments** :

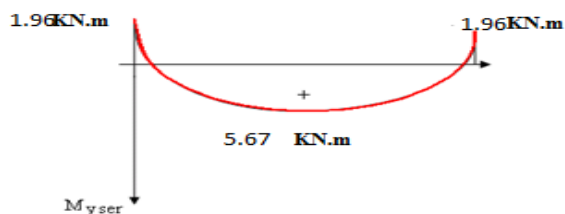
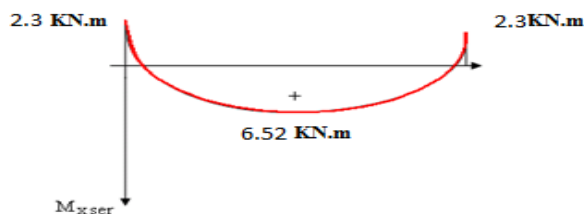
$$M_x(\text{total}) = 7,09 + 0,58 = 7,67 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y(\text{total}) = 6,08 + 0,47 = 6,55 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Zone	Sens	$M_s$ (KN.m)
Aux appuis	$L_x$	$-0,3 \times 7,67 = -2,3$
	$L_y$	$-0,3 \times 6,55 = 1,96$
En travée	$L_x$	$0,85 \times 7,67 = 6,52$
	$L_y$	$0,85 \times 6,55 = 5,57$

Tableau III.19 : Les moments dans les travées et les appuis

➤ **diagrammes des moments L'ELS** :



4) **Contrainte de compression dans le béton ELS**:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte maximal dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = \mathbf{k}\cdot\mathbf{y}$ )

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Sens XX	Appuis	2.3	2.01	2.01	1.43	15	Vérifiée
	Travée	6.52	3.14	3.14	3.51	15	Vérifiée
Sens YY	Appuis	1.96	2.01	2.01	0.97	15	Vérifiée
	travée	5.57	3.14	3.14	1.43	15	Vérifiée

Tableau III.20 : vérification des Contrainte de compression dans le béton a l'ELS

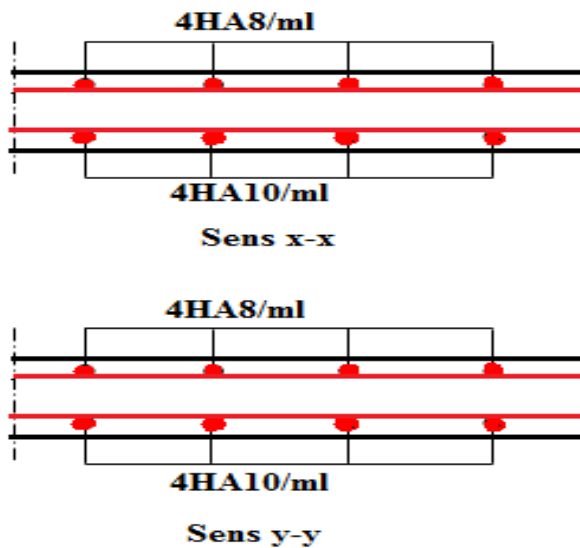


Fig III.27 : ferrailage de la dalle de salle machine.



# chapitre IV

## Etude sismique

**IV. Etude Sismique et dynamique****IV.1 Introduction :**

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

**IV.2. Etude dynamique :****IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

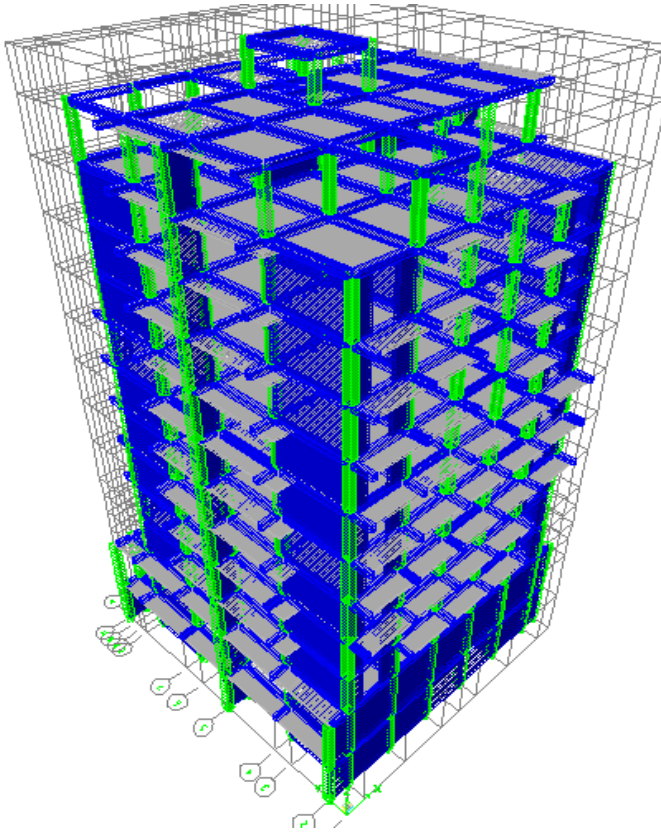
L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**IV.2.3. modélisation de la structure étudiée :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits on utilisant le logiciel ETABS.

**La modilisation :**

La modilisation de notre structure (R+8 étages avec sous-sol et l'entre sol) à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en 3D suivante :



FigureIV.1 : Présentation de la vue en 3D .

#### IV.2.4. Caractéristiques Géométriques :

##### ➤ Centre de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :  $M_i$  : la masse de l'élément  $i$ .

$X_i, Y_i$  : coordonnées du CDG de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

##### ❖ Centre de rigidité :

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux .en générale deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus, les efforts horizontaux (séisme, vent ...etc) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subit une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $(\pm 0,05L)$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Le tableau suivante représente le centre de masse et centre de torsion ainsi que la masse total de la structure obtenue a partir de fichier résultat de l'analyse par le logiciel **Etabs**.

#### ❖ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité  $C$  est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

#### ➤ Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

#### ➤ Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan

$$\text{du bâtiment : } e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	10,009	11,267	10,025	12,041	-0,016	-0,774
STORY2	10,014	11,106	10,03	7,289	-0,016	3,817
STORY3	10,017	10,304	10,036	7,909	-0,019	2,395
STORY4	9,894	10,344	10,044	8,73	-0,15	1,614
STORY5	10,017	10,387	10,05	9,233	-0,033	1,154
STORY6	10,017	10,387	10,056	9,58	-0,039	0,807
STORY7	10,017	10,386	10,061	9,825	-0,044	0,561
STORY8	9,905	10,459	10,067	10,009	-0,162	0,45
STORY9	9,959	10,382	10,072	10,15	-0,113	0,232
STORY10	9,975	10,331	10,075	10,261	-0,1	0,07
STORY11	10,003	10,353	10,08	10,354	-0,077	-0,001
STORY12	9,958	11,278	10,136	10,684	-0,178	0,594
STORY13	10,025	12,725	10,141	12,403	-0,116	0,322

**TableauIV.1 : le centre de masse et centre de torsionet L'excentricité.**

Sens X :  $e_a = 0.05 \times 20.3 = 1.015 > 0.017 \text{ m}$

Sens Y :  $e_a = 0.05 \times 20.4 = 1.02 > 0.381 \text{ m}$

● **Poids total de la structure "W" :**

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \dots\dots\dots (4.5)$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$ : charges d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération. Il est donné par le tableau (4.5) R.P.A 2003 ( $\beta = 0,2$ )

**IV.2.5. Modes de vibration et facteurs de participation massique :**

Après l'analyse automatique par logiciel ETABS, on a obtenu les résultats suivants :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,716114	58,7151	0,0381	58,7151	0,0381	0,0948
2	0,596402	0,0433	61,298	58,7584	61,3361	0,0365
3	0,497174	0,0637	0,0418	58,8221	61,3779	56,1268
4	0,196554	13,7304	0,0016	72,5525	61,3795	0,004
5	0,141219	0,0003	19,0856	72,5528	80,465	0,0555
6	0,127609	0,0194	0,1159	72,5721	80,5809	14,0542
7	0,094546	6,814	0,0014	79,3861	80,5822	0,0314
8	0,085843	0	1,3903	79,3862	81,9726	3,1644
9	0,081823	0,0012	2,5197	79,3873	84,4923	1,3889
10	0,067633	0,9584	0,0438	80,3457	84,5361	0,0619
11	0,065767	0,3475	0,4417	80,6932	84,9778	0,08
12	0,063086	0,0175	2,0961	80,7107	87,074	0,0721
13	0,055978	5,3	0	86,0107	87,074	0,0195
14	0,0512	0,011	0,3963	86,0217	87,4703	7,7344
15	0,049405	0,0011	5,0898	86,0228	92,5601	0,5346
16	0,040522	5,1262	0,0001	91,149	92,5601	0,428

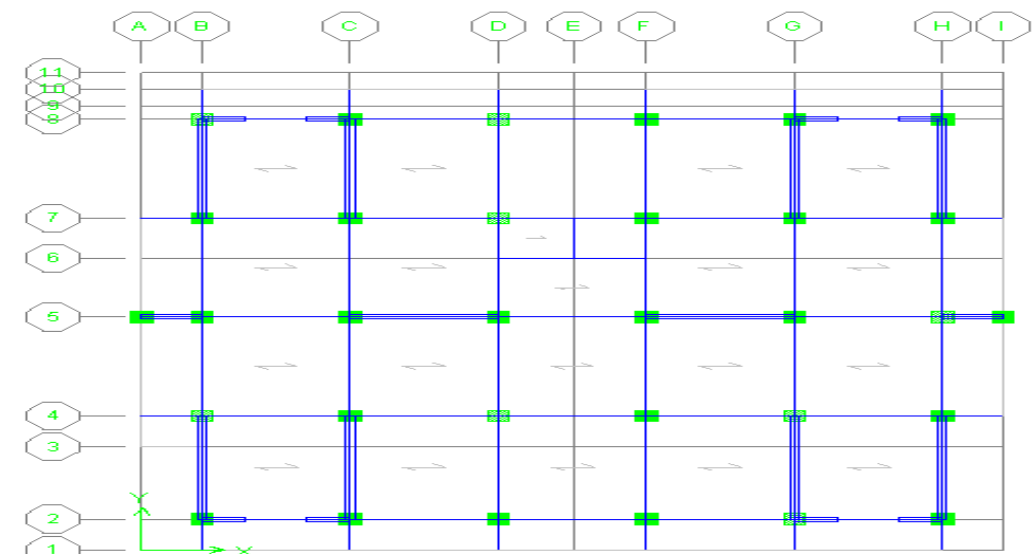
**Tableau IV.2 : Participation massique.**

• **Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de réponse totale de la structure

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

• **Disposition des voiles**





• **Commentaire :**

Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx') et (yy) Successivement.

Le troisième mode c'est un mode de rotation autour de Z.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La formule empirique :  $T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$ .....(4-6)

•  $h_N$  : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :  $h_N = 32.96m$

•  $C_t$  : est coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où :  $C_T = 0.05$       Donc :  $T_1 = 0,05 \times (40.61)^{3/4} = 0,804$  seconde

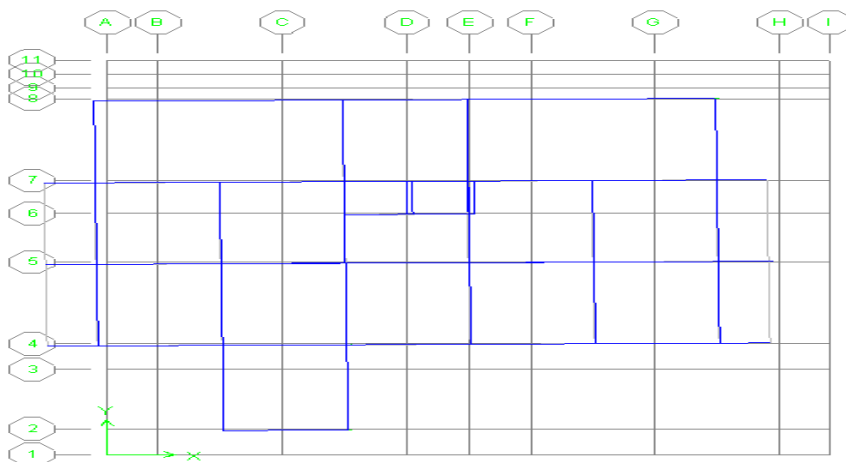
$T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 20.4m \\ T_2 = 0.809s \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} D_y = 20.3m \\ T_2 = 0.811s \end{array} \right.$$

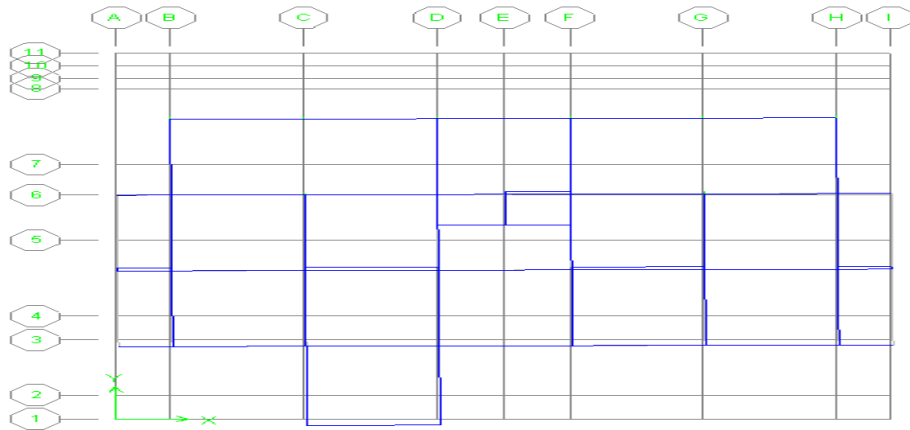
$T = \min (T_1, T_2, T_3) = 0,804 > 0,7161$  s

• **Les déformées des trois premiers modes de vibration.**

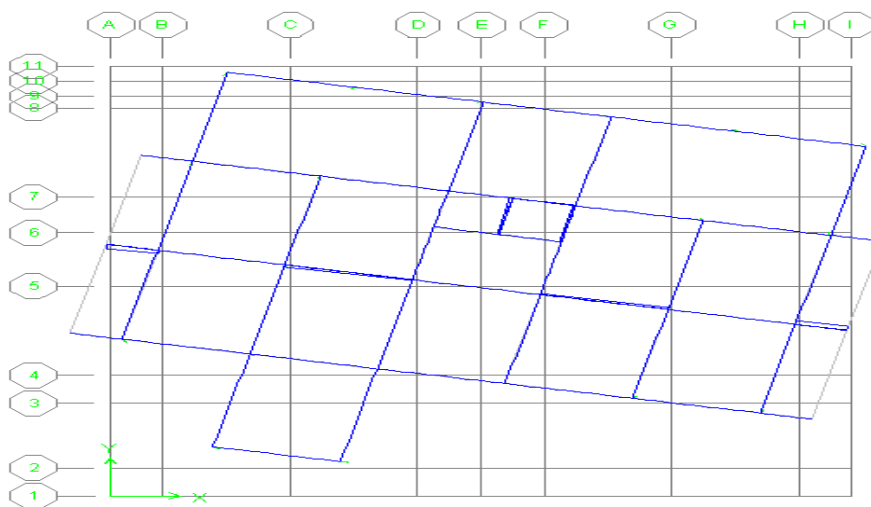
Les trois premiers modes de vibration engendrés par la disposition des voiles, sont schématisés ci-après



FigureIV.2 : 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sense x x de periode T =0,7161 s



FigureIV.3 : 2<sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sens y de periode T =0,5964s



FigureIV.3 : 3<sup>ème</sup> Mode de rotation suivant le sens zz de periode T =0,4971s

### IV.3. L'étude sismique:

#### IV.3.1.Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; selon (RPA 99 / version 2003) ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III groupe d'usage 2.

La méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée car notre bâtiment ne satisfait pas toutes les conditions d'application (le bâtiment ou bloc étudié présente configuration irrégulière, et une hauteur totale de la structure ::

**h=40.61m > 17m** (Art 4.1.1 RPA 2003).

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)

**IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

● **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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

● **Définition du spectre de réponse de calcul :**

Selon le **RPA99/2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

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

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3) \text{ ( RPA 99V2003)}$$

**η** : Facteur de correction d'amortissement

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 / RPA 99V2003)

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité.

**a) Facteur de correction d'amortissement**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \xi = \frac{10+7}{2} = 8.5 \quad \eta = \sqrt{7/(2+8.5)} = 0.816 \geq 0.7$$

**b) Périodes caractéristiques T1 ; T2 :**

Pour un sol meuble le site de catégorie **S3** on a :

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$  ;  $T_2 = 0.50 \text{ sec}$  (**tableau 4.7** RPA 99V2003)

**c) Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération A est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (bâtiment à usage d'habitation) :  $A = 0.25$  (**tableau 4.1** : RPA 99V2003)

**d) Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/ RPA 99V2003):  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4 .4 RPA 99V2003).

**✚ Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA 99 / version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

➤ sens longitudinal : (8 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,45/3,45 = 1,29 < 1,5 \text{ critère observé } pq= 0$$

➤ sens transversal : (7 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,45/3,45 = 1,29 < 1,5 \text{ critère observé } pq= 0$$

**✚ Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement

devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ sens longitudinal : (9 files) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,8/3,4 = 1,41 < 1,5 \text{ critère observé } pq= 0$$

➤ sens transversal : (8 files) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,2/3,4 = 1,41 < 1,5 \text{ critère observé } pq= 0$$

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	Observé	0
4. Régularité en élévation	N/observé	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
		$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.2$

Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P<sub>q</sub>

e) Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) R.P.A 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas nous considérons le système (4a) (système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles)

➤ Justification du système de contreventement :

Pour justifier le contreventement mixte, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Niveau	Charge reprise par....en (KN)		Pourcentage(%) reprise par....	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
Sous-sol	41618.52	110018.31	27.45	72.55

Tableau IV.4: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical  
Donc la structure est une structure en voile donc le coefficient. ( $R=3,5$ )

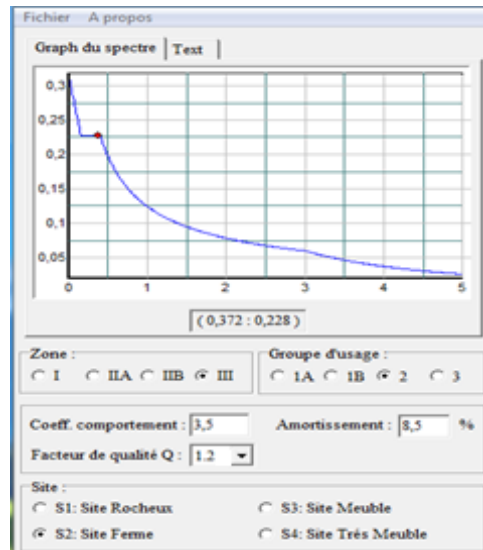


Figure IV.5 : Diagramme de spectre de réponse.

#### IV.3.3. Analyse des résultats :

##### ❖ Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6)

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.

- Si  $V_t < 0.80V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_T$ .

##### ❖ Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente (RPA99.Art.4.2.3) :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 1.7 \times 1.2}{3.5} 50174.21 = 7311.1 \text{ KN}$$

$$W = 50174.21 \text{ KN} \quad A = 0.25 \quad R = 3.5 \quad Q = 1.2 \quad D = 1.7$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Mode	Périodes	Sa/g	(α)%	(α)%	W (KN)	Vt <sub>x</sub> (KN)	Vt <sub>y</sub> (KN)
1	0,716114	0,03542509	58,7151	0,0381	50174.21	1043,61729	0,6771992
2	0,596402	0,05107367	0,0433	61,298	50174.21	1,10959759	1570,81093
3	0,497174	0,07349511	0,0637	0,0418	50174.21	2,34897506	1,54139965
4	0,196554	0,47023124	13,7304	0,0016	50174.21	3239,47929	0,37749569
5	0,141219	0,91093835	0,0003	19,0856	50174.21	0,13711684	8723,19025
6	0,127609	1,11561061	0,0194	0,1159	50174.21	10,8591269	64,8748872
7	0,094546	2,0323052	6,814	0,0014	50174.21	6948,18864	1,42757031
8	0,085843	2,46527558	0	1,3903	50174.21	0	1719,70732
9	0,081823	2,71346641	0,0012	2,5197	50174.21	1,6337524	3430,47161
10	0,067633	3,97153088	0,9584	0,0438	50174.21	1909,78858	87,2795699
11	0,065767	4,20009568	0,3475	0,4417	50174.21	732,309278	930,823044
12	0,063086	4,56466872	0,0175	2,0961	50174.21	40,0800132	4800,66947
13	0,055978	5,79749646	5,3	0	50174.21	15416,8947	0
14	0,0512	6,93003337	0,011	0,3963	50174.21	38,2479844	1377,97057
15	0,049405	7,44275015	0,0011	5,0898	50174.21	4,1077752	19007,0493
16	0,040522	11,0635245	5,1262	0,0001	50174.21	28455,7209	0,5551036

Tableau IV.5 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinal) et (sens transversal)

**Combinaisons des réponses modales : (RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)**

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

- E : l'effet de l'action sismique considéré.
- E<sub>i</sub> : valeur modale de E selon le mode i.
- K : nombre de mode retenue.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots (2)$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T<sub>i</sub>, T<sub>j</sub> et d'amortissement ζ<sub>i</sub>, ζ<sub>j</sub> sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})} = 0,54 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

**Combinaisons des réponses modales :**

Mode	Période T(s)	r=Ti/Tj	$\frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})} =$	Observation
1 <sup>ème</sup> Mode	0,716114	0,83283109	0.54	Non vérifiée
2 <sup>ème</sup> Mode	0,596402	0,83362229	0.54	Non vérifiée
3 <sup>ème</sup> Mode	0,497174	0,39534248	0.54	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> Mode	0,196554	0,71847431	0.54	Non vérifiée
5 <sup>ème</sup> Mode	0,141219	0,90362487	0.54	Non vérifiée
6 <sup>ème</sup> Mode	0,127609	0,74090385	0.54	Non vérifiée
7 <sup>ème</sup> Mode	0,094546	0,90794957	0.54	Non vérifiée
8 <sup>ème</sup> Mode	0,085843	0,95317032	0.54	Non vérifiée
9 <sup>ème</sup> Mode	0,081823	0,82657688	0.54	Non vérifiée
10 <sup>ème</sup> Mode	0,067633	0,97240992	0.54	Non vérifiée
11 <sup>ème</sup> Mode	0,065767	0,95923487	0.54	Non vérifiée
12 <sup>ème</sup> Mode	0,063086	0,88732841	0.54	Non vérifiée
13 <sup>ème</sup> Mode	0,055978	0,91464504	0.54	Non vérifiée
14 <sup>ème</sup> Mode	0,0512	0,96494141	0.54	Non vérifiée
15 <sup>ème</sup> Mode	0,049405	0,82020038	0.54	Non vérifiée
16 <sup>ème</sup> Mode	0,040522	0	0.54	Vérifiée

**Tableau IV.6 : Combinaisons des réponses modales.**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} \quad E_y = 7628.53KN \quad E_x = 8224.51KN$$

D’après le “**RPA99 version 2003**” (art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base “ $V_t$ ” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur 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.

Si  $V_t < 0,8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement.....) dans le rapport **0.8 V/  $V_t$**

	$V_t(t)$	$V(t)$	$V_t/V$	Obser
<b>Sens long</b>	<b>7628.53</b>	7311.1	1.04	> 0,80
<b>Sens trans</b>	<b>8224.51</b>	7311.1	1.12	> 0,80

**Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003).



Avec :  $V = F_t + \sum F_i$

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

$T$  est la période fondamentale de la structure.

la valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas **0.25 V**.

La partie restante de  $V$  soit  $(V-F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$F_i$  : force horizontale revenant au niveau  $i$ .

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

$h_j$  : niveau du plancher quelconque.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i, W_j$  : Poids revenant aux planchers  $i, j$ .

Dans notre cas  $T = 0.6616 < 0.7s$  donc  $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	W(KN)	h(m)	W.h	Vx	Vy	F <sub>ix</sub> (KN)	F <sub>iy</sub> (KN)
1	6596,022	3,57	23547,79	5026,23	5905,63	123,621	145,251
2	5498,625	7,65	42064,48	4933,53	5773,76	216,758	253,674
3	4178,186	10,71	44748,38	4778,45	5549,26	223,340	259,367
4	4157,063	13,77	57242,7	4611,74	5315,79	275,732	317,827
5	4195,630	16,83	70612,45	4362,66	4998,93	321,762	368,689
6	4181,854	19,89	83177,09	4044,46	4613,37	351,372	400,797
7	4121,519	22,95	94588,87	3673,49	4179,7	362,929	412,941
8	3982,042	26,01	103572,91	3239,19	3690,57	350,417	399,247
9	3903,12	29,07	113463,87	2749,87	3149,3	325,890	373,227
10	3849,079	32,13	123670,91	2181,83	2516,29	281,832	325,035
11	3404,586	35,19	119807,38	1512,93	1705,14	189,323	213,376
12	1962,782	38,25	75076,44	765,01	858,74	59,989	67,339
13	143,680	40,61	5834,85	103,77	123,41	0,632	0,752
Σ	<b>50174.19</b>		957408,08				

Tableau IV.8 : Les efforts sismique

**IV.4. Les vérifications (RPA99/Version 2003):****IV.4.1. vérification vis-à-vis des déplacements inter étage :**

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

**a) Principe de calcul :** (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

R : coefficient de comportement.

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est :  $\Delta_{kadm} = 1\%h_0$

Avec :  $h_0$ : est la hauteur d'étage

**Sens xx :**

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (x)	$\delta_{K-1}$ (m)	$\Delta_k$ (x)	$\Delta_{kadm}$	Observation
13	0,0317	0,11095	0,1043	0,00665	0.0236	Vérifier
12	0,0298	0,1043	0,0938	0,0105	0.0306	Vérifier
11	0,0268	0,0938	0,08435	0,00945	0.0306	Vérifier
10	0,0241	0,08435	0,0742	0,01015	0.0306	Vérifier
9	0,0212	0,0742	0,06335	0,01085	0.0306	Vérifier
8	0,0181	0,06335	0,0518	0,01155	0.0306	Vérifier
7	0,0148	0,0518	0,04025	0,01155	0.0306	Vérifier
6	0,0115	0,04025	0,02905	0,0112	0.0306	Vérifier
5	0,0083	0,02905	0,01855	0,0105	0.0306	Vérifier
4	0,0053	0,01855	0,00945	0,0091	0.0306	Vérifier
3	0,0027	0,00945	0,0035	0,00595	0.0306	Vérifier
2	0,001	0,0035	0,0007	0,0028	0.0408	Vérifier
1	0,0002	0,0007	0	0,0007	0.0357	Vérifier

**Tableau IV.9 : Déplacement inter étage dans le sens X-X.**

Sens yy :

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (y)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (y)	$\Delta_{kadm}$	Observation
13	0,0254	0,0889	0,08505	0,00385	0.0236	Vérifier
12	0,0243	0,08505	0,0763	0,00875	0.0306	Vérifier
11	0,0218	0,0763	0,0672	0,0091	0.0306	Vérifier
10	0,0192	0,0672	0,0581	0,0091	0.0306	Vérifier
9	0,0166	0,0581	0,049	0,0091	0.0306	Vérifier
8	0,014	0,049	0,0399	0,0091	0.0306	Vérifier
7	0,0114	0,0399	0,0315	0,0084	0.0306	Vérifier
6	0,009	0,0315	0,02345	0,00805	0.0306	Vérifier
5	0,0067	0,02345	0,01645	0,007	0.0306	Vérifier
4	0,0047	0,01645	0,01015	0,0063	0.0306	Vérifier
3	0,0029	0,01015	0,0056	0,00455	0.0306	Vérifier
2	0,0016	0,0056	0,0014	0,0042	0.0408	Vérifier
1	0,0004	0,0014	0	0,0014	0.0357	Vérifier

Tableau IV.10 : Déplacement inter étage dans le sens Y-Y

✓ **Conclusion :**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

**IV.4.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  : (RPA 99 version 2003 Art5-9)**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \text{ Avec : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{di})$$

$P_k$  : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$V_k$  : l'effort tranchant d'étage au niveau  $K$   $h_k$  : hauteur d'étage  $K$ .

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

- Si  $\theta_k < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : il faut augmenter les effets de action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	$\Delta_{Kx}(m)$	$\Delta_{Ky}(m)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$h_i$ (m)	$P_K(KN)$	$\theta_{Kx}$	$\theta_{Ky}$	Obser
13	0,0066	0,0038	103,77	123,41	2.36	146.68	0.003	0.003	Vérifiée
12	0,0105	0,0087	765,01	858,74	3.06	2106.46	0.009	0.007	Vérifiée
11	0,0094	0,0091	1512,93	1705,14	3.06	5511.04	0.011	0.009	Vérifiée
10	0,0101	0,0091	2181,83	2516,29	3.06	9360.12	0.014	0.011	Vérifiée
9	0,0108	0,0091	2749,87	3149,3	3.06	13263.24	0.017	0.013	Vérifiée
8	0,0115	0,0091	3239,19	3690,57	3.06	17245.28	0.020	0.014	Vérifiée
7	0,0115	0,0084	3673,49	4179,7	3.06	21366.81	0.022	0.014	Vérifiée
6	0,0112	0,0080	4044,46	4613,37	3.06	25548.66	0.023	0.015	Vérifiée
5	0,0105	0,007	4362,66	4998,93	3.06	29744.30	0.023	0.013	Vérifiée
4	0,0091	0,0063	4611,74	5315,79	3.06	33901.36	0.021	0.013	Vérifiée
3	0,0059	0,0045	4778,45	5549,26	3.06	38079.55	0.016	0.01	Vérifiée
2	0,0028	0,0042	4933,53	5773,76	4.08	43578.18	0.006	0.01	Vérifiée
1	0,0007	0,0014	5026,23	5905,63	3.57	50174.21	0.002	0.003	Vérifiée

**Tableau IV.11 :Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-Xet le sens Y-Y**

**IV.4.3.Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : 
$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :  $N_d$  : l'effort normal maximal.

$B$  : section du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

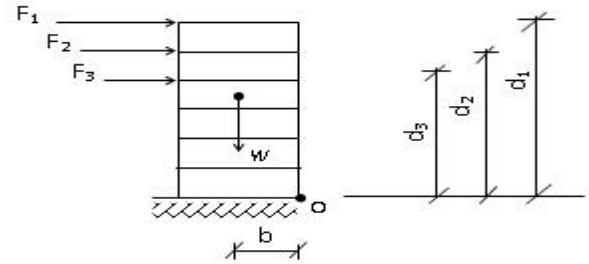
Niveau	Section	N(KN)	N	Observation	Section
Ssol	70x70	3632.34	0.29	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
Entre sol	70x70	3384.01	0.27	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
RDC	70x70	3166.57	0.25	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
1	60x60	2233.36	0.24	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
2	50x50	1357.09	0.21	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
3	50x50	1154.94	0.18	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
4	50x50	968.75	0.15	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
5	50x50	788.71	0.12	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
6	50x50	620.38	0.099	$\leq 0.3$ .....	vérifiée
7	40x40	432.36	0.1	$\leq 0.3$ .....	Vérifiée
8	40x40	316.96	0.08	$\leq 0.3$ .....	Vérifiée
9	40x40	170.7	0.04	$\leq 0.3$ .....	Vérifiée
10	40x40	96.26	0.025	$\leq 0.3$ .....	Vérifiée

**Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit**

Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinale et transversale

IV.4.4. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/Vers03 Art.5.5.)

✓ Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.



$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

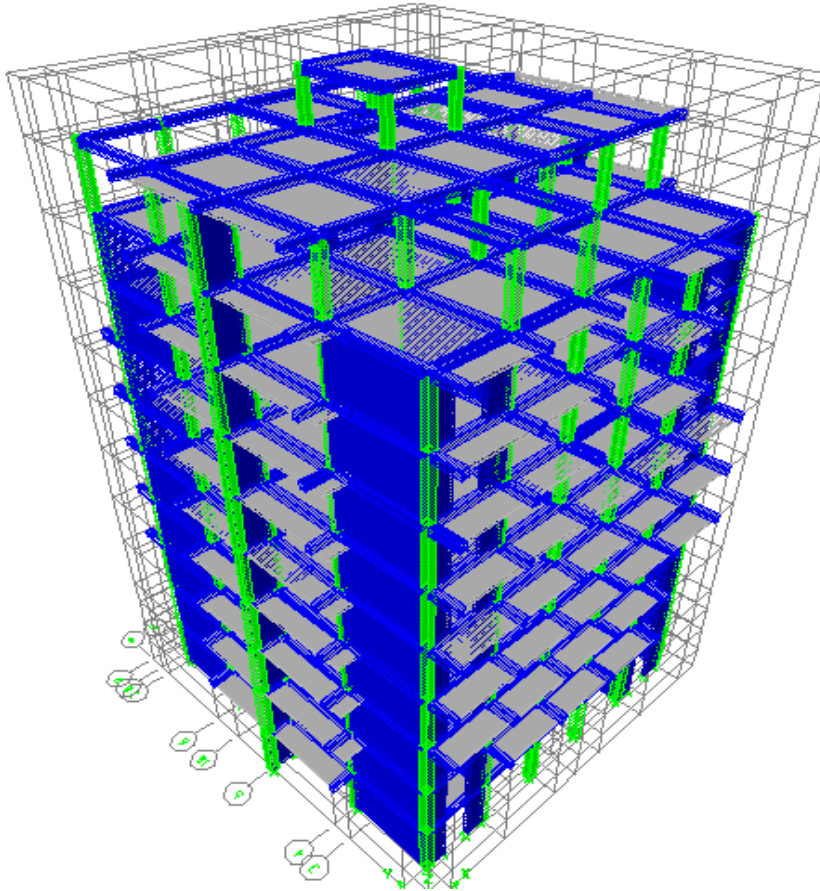
$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

	W	B	Ms	Mr	Ms / Mr	Observation	
	(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)			
<b>Sens X-X</b>	50174.194	10.2	511776.78	65647.49	<b>7.79</b>	>1.5.....	vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	50174.194	10.15	509268.07	75059.93	<b>6.78</b>	>1.5.....	Vérifiée

Tableau IV.13 : vérification d'équilibre

**La2<sup>ème</sup> Type de Modélisation :**

La structure sans les deux étage sous-sol et l'entre sol :



**Figure IV.6 : Présentation de la vue en 3D .**

**a) Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La formule empirique :  $T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$ .....(4-6)

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :  $h_N = 32.96m$

- $C_t$  : est coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où :  $C_T = 0.05$       Donc :  $T_1 = 0,05 \times (32.96)^{3/4} = 0,626$  seconde

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 20.1m \\ T_2 = 0.6616s \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} D_y = 17.8m \\ T_2 = 0.7031s \end{array} \right.$$

$$T = \min (T_1, T_2, T_3) = 0,6616 s$$

➤ **Excentricité théorique :**

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	10,05	10,22	10,035	10,93	-0,02	-0,71
STORY2	10,015	10,255	10,038	10,913	-0,023	-0,658
STORY3	10,01	10,31	10,042	10,954	-0,032	-0,644
STORY4	10,015	10,376	10,041	10,907	-0,026	-0,531
STORY5	10,015	10,377	10,045	10,911	-0,03	-0,534
STORY6	10,015	10,375	10,05	10,915	-0,035	-0,54
STORY7	9,885	10,453	10,055	10,92	-0,17	-0,467
STORY8	9,949	10,364	10,058	10,924	-0,109	-0,56
STORY9	9,864	10,273	10,062	10,923	-0,198	-0,65
STORY10	9,699	11,108	10,133	11,246	-0,434	-0,138
STORY11	10,025	12,625	10,136	12,425	-0,111	0,2

**Tableau IV.14 : le centre de masse et centre de torsion et L'excentricité.**

**b) Modes de vibration et facteurs de participation massique :**

Après l'analyse automatique par logiciel ETABS, on a obtenu les résultats suivants :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,626083	69,8629	0,004	69,8629	0,004	0,0929
2	0,465865	0,0035	65,1022	69,8664	65,1062	0,365
3	0,428428	0,09	0,3374	69,9563	65,4436	68,2862
4	0,177899	15,5446	0,0002	85,5009	65,4438	0,0175
5	0,119536	0,0625	1,9101	85,5634	67,3539	10,4539
6	0,115297	0,0067	12,4392	85,5701	79,7931	2,0153
7	0,092221	4,11	0,0623	89,6801	79,8554	1,9563
8	0,08287	1,0728	0,9715	90,7529	80,8269	4,7826
9	0,079829	0,0565	5,4909	90,8094	86,3178	0,6785
10	0,070582	1,3828	0,0479	92,1922	86,3657	0,0934
11	0,069363	0,4573	0,1394	92,6496	86,5051	0,203
12	0,062707	0,0015	2,6256	92,6511	89,1308	0,0362
13	0,052462	2,3478	0,0058	94,9989	89,1366	0,4629
14	0,044015	0,3418	0,0127	95,3407	89,1493	5,0659
15	0,038892	0,0342	5,7997	95,3749	94,949	0,0309

**Tableau IV.15 : Modes de vibration et facteurs de participation massique .**

**C) Les schémas des trois premiers modes de vibration.**

Les trois premiers modes de vibration engendrés par la disposition des voiles, sont schématisés ci-après

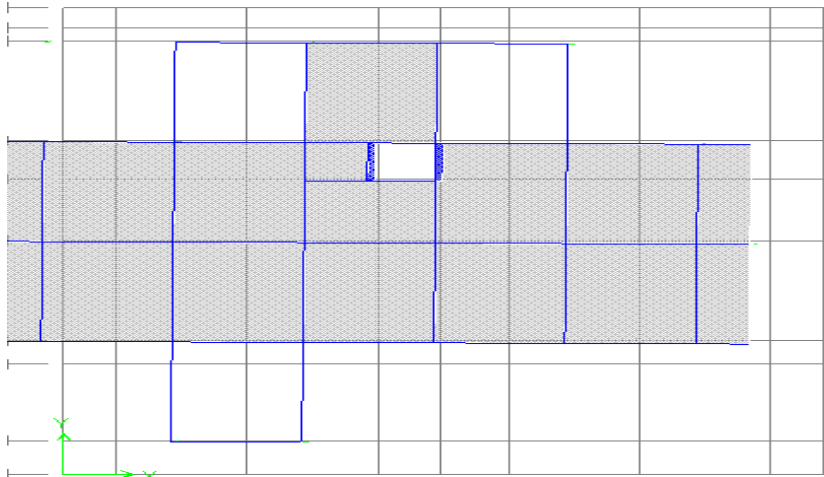


Figure IV.7 : 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens x de periode  $T = 0,6261$  s

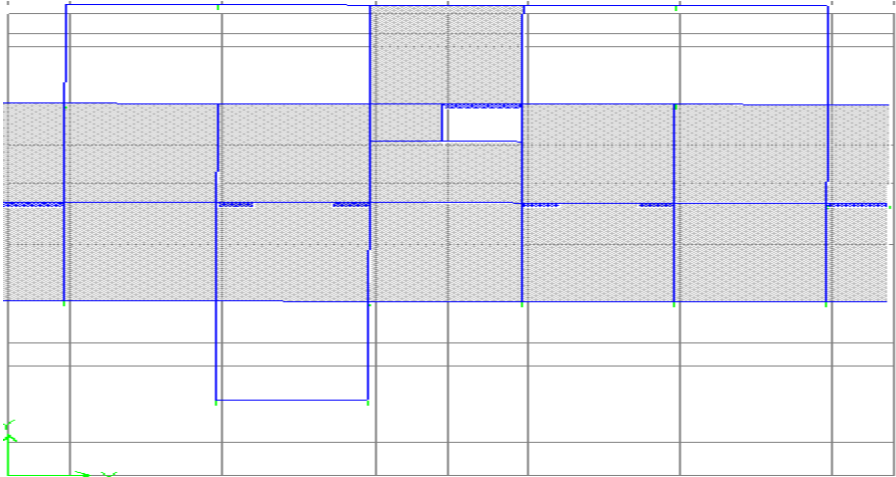


Figure IV.8 : 2<sup>eme</sup> Mode de translation suivant le sens y de periode  $T = 0,4658$ s

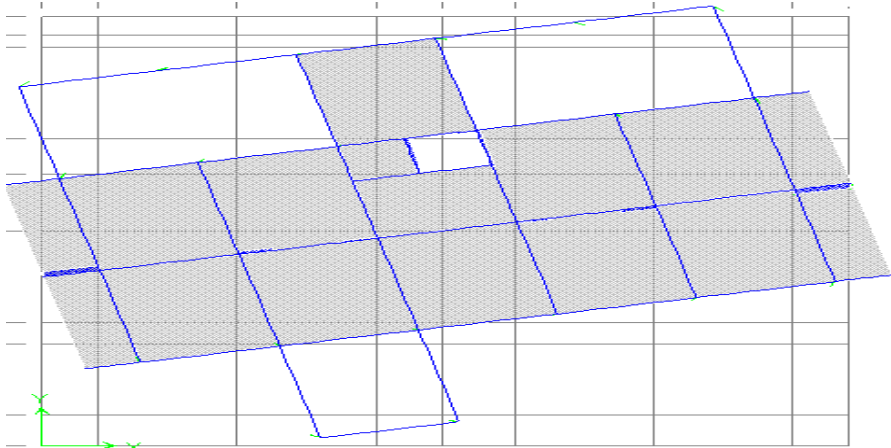


Figure IV.9 : 3<sup>eme</sup> Mode de rotation suivant le sens zz de periode  $T = 0,4284$



❖ vérification vis-à-vis des déplacements inter étage :

Sens xx :

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (x)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (x)	$\Delta_{kadm}$	Observation
11	0,0269	0.0941	0.0896	0.0045	0.0236	Vérifiée
10	0,0256	0.0896	0.0819	0.0077	0.0306	Vérifiée
9	0,0234	0.0819	0.0725	0.0095	0.0306	Vérifiée
8	0,0207	0.0725	0.0627	0.0098	0.0306	Vérifiée
7	0,0179	0.0627	0.0518	0.0109	0.0306	Vérifiée
6	0,0148	0.0518	0.04095	0.01085	0.0306	Vérifiée
5	0,0117	0.04095	0.0298	0.01115	0.0306	Vérifiée
4	0,0085	0.0298	0.028	0.0018	0.0306	Vérifiée
3	0,008	0.028	0.010	0.018	0.0306	Vérifiée
2	0.0029	0.010	0.0095	0.008	0.0306	Vérifiée
1	0,0027	0.0095	0	0.0095	0.0306	Vérifiée

Tableau IV.16 : Déplacement inter étage dans le sens X-X

Sens yy :

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (y)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (y)	$\Delta_{kadm}$	Observation
11	0,0199	0.0697	0.0655	0.0042	0.0236	Vérifiée
10	0,0187	0.0655	0.0563	0.0092	0.0306	Vérifiée
9	0,0161	0.0563	0.0479	0.0084	0.0306	Vérifiée
8	0,0137	0.0479	0.0395	0.0084	0.0306	Vérifiée
7	0,0113	0.0395	0.0312	0.0083	0.0306	Vérifiée
6	0,0089	0.0312	0.0234	0.0078	0.0306	Vérifiée
5	0,0067	0.0234	0.0161	0.0073	0.0306	Vérifiée
4	0,0046	0.0161	0.0116	0.0045	0.0306	Vérifiée
3	0.0033	0.0116	0.0049	0.0067	0.0306	Vérifiée
2	0,0014	0.0049	0.0035	0.0014	0.0306	Vérifiée
1	0,001	0.0035	0	0.0035	0.0306	Vérifiée

Tableau IV.17 : Déplacement inter étage dans le sens Y-Y

❖ Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99version 2003 Art5-9)

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveau	$\Delta_K(m)$	$V_x(KN)$	$h_i(m)$	$P_K(KN)$	$\theta_{Kx}$	Observation
11	0.0045	108,76	3.06	1346,793	0.018	Vérifiée
10	0.0077	679,58	3.06	7901,937	0.029	Vérifiée
9	0.0095	1437,57	3.06	16187,001	0.035	Vérifiée
8	0.0098	2137,91	3.06	23846,149	0.036	Vérifiée
7	0.0109	2713,48	3.06	30286,465	0.040	Vérifiée
6	0.01085	3205,44	3.06	35859,75	0.040	Vérifiée
5	0.01115	3631.22	3.06	40783,174	0.041	Vérifiée
4	0.0018	3985,84	3.06	44947,36	0.007	Vérifiée
3	0.018	4234,27	3.06	47436,003	0.066	Vérifiée
2	0.008	4396,98	3.06	49453,286	0.029	Vérifiée
1	0.0095	4468,36	3.06	50196,843	0.035	Vérifiée

**Tableau IV.18 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X**

Niveau	$\Delta_K(m)$	$V_y(KN)$	$h_i(m)$	$P_K(KN)$	$\theta_{Ky}$	Observation
11	0.0042	146,85	3.06	1819,242	0.017	Vérifiée
10	0.0092	834,22	3.06	9957,831	0.036	Vérifiée
9	0.0084	1662,5	3.06	18538,007	0.031	Vérifiée
8	0.0084	2476,32	3.06	27014,626	0.030	Vérifiée
7	0.0083	3149,94	3.06	33744,331	0.029	Vérifiée
6	0.0078	3728,41	3.06	39855,387	0.027	Vérifiée
5	0.0073	4181,38	3.06	44794,56	0.026	Vérifiée
4	0.0045	4519,42	3.06	48762,532	0.016	Vérifiée
3	0.0067	4731,77	3.06	51228,825	0.024	Vérifiée
2	0.0014	4872,62	3.06	53435,028	0.005	Vérifiée
1	0.0035	4948,43	3.06	54313,549	0.013	Vérifiée

**Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y**

On constate que  $\theta_{Kx}$  et  $\theta_{Ky}$  sont inférieure à 0.1 Donc l'effet de 2<sup>eme</sup> ordre (effet P-delta) peut être négligé.

❖ Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Section	N(KN)	N	Observation	Section
RDC	60x60	2281.96	0,25	≤ 0.3 .....	vérifiée
1	50x50	1865.28	0.29	≤ 0.3 .....	vérifiée
2	50x50	1600.84	0.25	≤ 0.3 .....	vérifiée
3	50x50	1107.18	0.177	≤ 0.3 .....	vérifiée
4	50x50	926.83	0.183	≤ 0.3 .....	vérifiée
5	50x50	748.55	0.148	≤ 0.3 .....	vérifiée
6	40x40	578.05	0.144	≤ 0.3 .....	vérifiée
7	40x40	413.14	0.103	≤ 0.3 .....	vérifiée
8	40x40	253.56	0.06	≤ 0.3 .....	vérifiée
9	40x40	209.83	0.05	≤ 0.3 .....	Vérifiée
10	40x40	105.22	0.03	≤ 0.3 .....	Vérifiée

**Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal**

❖ Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Mode	Périodes	Sa/g	(α)%x	(α)%y	W (KN)	V <sub>t</sub> <sub>x</sub> (KN)	V <sub>t</sub> <sub>y</sub> (KN)
1	0,626083	0.183	69,8629	0,004	37146,4452	4749,139	0,271911
2	0,465865	0.221	0,0035	65,1022	37146,4452	0,287327	5344,476
3	0,428428	0.237	0,09	0,3374	37146,4452	7,923336	29,7037
4	0,177899	0.424	15,5446	0,0002	37146,4452	2448,288	0,031500
5	0,119536	0.543	0,0625	1,9101	37146,4452	12,60657	385,2770
6	0,115297	0.564	0,0067	12,4392	37146,4452	1,403689	2606,085
7	0,092221	0.652	4,11	0,0623	37146,4452	995,4207	15,08873
8	0,08287	0.688	1,0728	0,9715	37146,4452	274,172	248,2838
9	0,079829	0.698	0,0565	5,4909	37146,4452	14,64944	1423,692
10	0,070582	0.736	1,3828	0,0479	37146,4452	378,0545	13,09575
11	0,069363	0.754	0,4573	0,1394	37146,4452	128,0825	39,0437
12	0,062707	0.827	0,0015	2,6256	37146,4452	0,460801	806,5872
13	0,052462	0.958	2,3478	0,0058	37146,4452	835,4950	2,064005
14	0,044015	1.098	0,3418	0,0127	37146,4452	139,4092	5,17992
15	0,038892	1.189	0,0342	5,7997	37146,4452	15,10515	2561,560

Tableau IV.21 :les efforts tranchant.

❖ Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinal ) et (sens transversal)

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad E_y = 6693.81KN \quad E_x = 5521.95KN$$

D'après le "RPA99 version 2003" (art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base "V<sub>t</sub>" 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.

Si V<sub>t</sub> < 0,8 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement.....) dans le rapport 0.8 V/ V<sub>t</sub>

Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente(RPA99.Art.4.2.3) :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.25 \times 1.7 \times 1.2}{3.5} 37146,4452 = 5412.77 KN$$

W = 37146,4452KN      A = 0.25      R = 3.5      Q = 1.2      D = 1.7

	V <sub>t</sub> (t)	V (t)	V <sub>t</sub> /V	Obser
Sens long	5521.95	5412.77	1.02	> 0,80
Sens trans	6693.81	5412.77	1.23	> 0,80

Tableau IV.22 : force sismique à la base

## ❖ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Niveaux	W(KN)	h(m)	W.h	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	F <sub>ix</sub> (KN)	F <sub>iy</sub> (KN)
1	6596,022	3,57	23547,79	4854,23	5315,13	121,49837	132,98436
2	5498,625	7,65	42064,48	4636,53	5143,16	207,30442	229,95641
3	4238,621	10,71	44748,38	4468,36	4948,43	21253,254	235,36654
4	4157,063	13,77	55017,286	4396,98	4872,62	257,13052	284,94542
5	4099,610	16,83	70612,455	4234,27	4731,77	317,80434	355,14435
6	4058,342	19,89	80720,4237	3985,84	4519,42	341,98201	387,76277
7	4017,610	22,95	92204,1712	3631,22	4181,38	355,8794	409,79832
8	3968,934	26,01	103231,992	3205,44	3728,41	351,7239	409,10797
9	3827,615	29,07	111268,79	2713,48	3149,94	320,92235	372,54232
10	3792,653	32,13	121857,97	2137,91	2476,32	276,91299	320,74558
11	3341,727	35,19	117595,389	1437,57	1662,5	179,68808	207,80305
12	1865,450	38,25	71353,4993	679,58	834,22	51,524671	63,269711
13	162,1092	40,61	6583,25741	108,76	146,85	0,761044	1,0275779
Σ			<b>940805.88</b>				

Tableau IV.23 : Les forces sismiques sens longitudinale et transversale

## ❖ Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble: (RPA99/Vers03 Art.5.5.)

	W	B	Ms	Mr	Ms / Mr	Observation
	(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)		
Sens X-X	49624.38	10.2	506168.67	63854.35	<b>7.92</b>	>1.5..... vérifiée
Sens Y-Y	49624.38	10.15	503687.35	73323.59	<b>6.86</b>	>1.5..... Vérifiée

Tableau IV.24 : vérification d'équilibre

**Conclusion :**

Après les résultats trouvés des efforts normaux et des efforts tranchants et des moments et des déplacements horizontaux entre les modélisations de la structure complète et la structure sans les deux étages sous-sol et l'entre sol

Le cas le plus défavorable 1<sup>ère</sup> cas modélisations de la structure complète



chapitre V

Ferraillage des éléments principaux

### V.1 Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Après le calculé des sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003).

### V.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal  $\langle\langle N \rangle\rangle$  et à un moment de flexion  $\langle\langle M \rangle\rangle$  dans les deux sens (longitudinal et transversal), donc ils sont calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

	$\gamma_b$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\gamma_s$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

**Tab V-1 Les contraintes de béton et d'acier à les 2 situation durable accidentelle**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E LU :  $1.35G + 1.5Q$
  - ELS :  $G + Q$
- Les combinaisons données par les règles du RPA 99 version 2003 :
  - $G + Q \pm E$
  - $0.8G \pm E$  avec E : charge due à la force sismique.

## V.2.1 Armatures longitudinales

➤ **Recommandations de l'RPA99/V2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et avec crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,9% .....zone.III.  
Leur pourcentage maximal : 4% en zone courante  
6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est : 12mm
- La longueur minimale des recouvrements :  $50\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

➤ **Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) :**

Ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton =  $b \times h$ . (  $b = h =$  côtes du poteau,  $d = 0,9h$ )

$$A_{\min} = 0,23.b.d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0,45.d}{e_s - 0,185.d} \quad \text{Avec: } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

➤ **Le ferrailage minimal d'après CBA93 :**

Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

❖ *Ferraillage maximale et minimale*

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
<b>Zone 1</b>	<b>70x70</b>	16.94	245	6.12	44.1	196	294
<b>Zone 2</b>	<b>70x70</b>	16.18	245	6.12	44.1	196	294
<b>Zone 3</b>	<b>70x70</b>	16.21	245	6.12	44.1	196	294
<b>Zone 4</b>	<b>60x60</b>	15.18	180	4.5	32.4	144	216
<b>Zone 5</b>	<b>50x50</b>	8.23	125	3.12	22.5	100	150
<b>Zone 6</b>	<b>40x40</b>	0	80	2	14.4	64	96

**Tableau V.2 Ferraillage maximale et minimale des poteaux**

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** : sous-sol et entre sol et RDC pour les poteaux de dimensions **(70X70)**
- **Zone 2** : 1<sup>er</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(60X60)**
- **Zone 3** : 2<sup>eme</sup> 3<sup>eme</sup> 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(50X50)**
- **Zone 4** : 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> et attique étage pour les poteaux de dimensions **(40X40)**

**V.2.2. Armatures transversales** : Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales

➤ **Recommandation du R.P.A**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \begin{cases} V_u : \text{l'efforts tranchant de calcul.} \\ h : \text{hauteur totale de la section brute .} \\ \rho_a : \text{Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \rightarrow \lambda_g (\text{L'élançement géométrique du poteau}) = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

t : est l'espacement des armatures transversales



zone III :  $\begin{cases} t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots\text{zone nodale} \\ t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_L) \dots\dots\dots\text{zone courante} \end{cases}$

$\phi_L$ :Diamètre minimal des armatures longitudinales

• **La quantité d’armatures transversales minimales**

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul des armatures transversales pour la zone nodale et la zone de recouvrement sont donnés dans le tableau suivant :

**Tab V.3.Les armatures transversales**

<b>b*a (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>V<sub>u</sub> (KN)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>a</sub></b>	<b>La zone</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>t</sub>/ b.t%</b>	<b>Vérifi Cation</b>
70*70	22.56	3.57	3.75	Nodale	10	0.3	4φ10	3.14	0.45	>0.3 CV
				Courante	15	0.45	4φ10	3.14	0.31	>0.3 CV
70*70	49.95	4.08	3.75	Nodale	10	0.66	4φ10	3.14	0.45	>0.3 CV
				Courante	15	1.003	4φ10	3.14	0.31	>0.3 CV
70*70	27.09	3.06	3.75	Nodale	10	0.36	4φ10	3.14	0.45	>0.3 CV
				Courante	15	0.54	4φ10	3.14	0.31	>0.3 CV
60*60	84.24	3.57	3.75	Nodale	10	1.316	4φ10	3.14	0.52	>0.3 CV
				Courante	15	1.97	4φ10	3.14	0.35	>0.3 CV
50*50	72.82	4.28	3.75	Nodale	10	1.36	3φ10	2.36	0.47	>0.3 CV
				Courante	15	2.04	3φ10	2.36	0.31	>0.3 CV
40*40	72.18	5.35	2.5	Nodale	10	1.12	3φ10	2.36	0.59	>0.3 CV
				Courante	15	1.69	3φ10	2.36	0.39	>0.3 CV

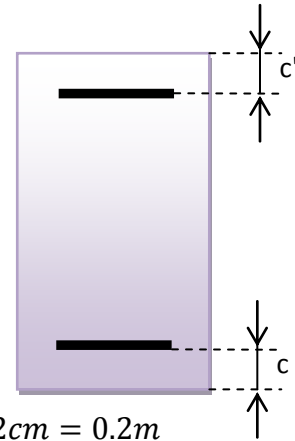
- Les cadres et les étiers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10φ<sub>t</sub> minimum=10cm.

V.2.3. Calcul du ferrailage en flexion composée :

$$C=C'=5\text{cm. } S=70 \times 70 (\text{cm}^2).$$

$$L= 3.57 \text{ m. } \quad d = 0.9h = 0.63\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 3632.34 \text{ KN. } \quad M_{\text{corr}} = 5.6 \text{ KN.m.} \\ N_{\text{ser}} = 2659.44 \text{ KN.m. } \quad M_{\text{ser}} = 7.05 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$



$$e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left( 2; \frac{357}{250} = 1.43 \right) = 2\text{cm} = 0.2\text{m}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales :  $e_1 = e_0 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{5.6}{3632.34} + 2 = 2.15 \text{ cm}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\max} = 0.0015 = 0.15\text{cm} \quad d - h/2 = 0.33 \text{ m}$$

$$e_0 < d - h/2 \dots\dots \text{C.V.}$$

• Sollicitation

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left( 15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$h$  : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.57 = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{l_f}{h} = \frac{2.5}{0.7} = 3.57 < \max (15, 0.611) = 15 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V.}$$

Calcule en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second

$$\text{ordre : } \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) \quad \text{donc} \quad \alpha = 10 \left( 1 - \frac{5.6}{1.5 \times 7.05} \right) \quad \alpha = 4.7$$

$$\text{or on a : } e_2 = \frac{3l_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\Theta)$$

Avec  $e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$\Theta = 2$  : Rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$e_2 = \frac{3 \times 2.5^2}{10^4 \times 3.57} (2 + (4.7 \times 2)) = 0.006 \text{ m}$$

- **Sollicitation**

$$M_{UGO} = N_U (e_1 + e_2) = 3632.34(0.0215 + 0.006) = 99.89$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 2.15 + 0.6 = 2.75 \text{ cm}$$

- **Sollicitation**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0275 + (0.63 - 0.35) = 0.3075 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \cdot e_A = 1116.95 \text{ KN.m}$$

➤ **À ELS**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{7.05}{2659.44} = 0.0026 \text{ m}$$

$$e_A = e_{0ser} + (d - h/2) = 0.0026 + (0.63 - 0.35) = 0.283 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 2659.44 \times 0.283 = 751.56 \text{ KN.m}$$

➤ **À L'ELU :**

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} (1 - 0.4h/d) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{179.8 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.63^2 \times 14.17} = 0.046$$

$\mu_{bc} > \mu_{bu}$  donc la section est partiellement tendue

- **Calcul des armatures**

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1116.95}{751.56} = 1.48$$

$$\mu_l = 10^{-4} (3440 \times 1.48 + 49 \times 25 - 3050) = 0.328$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' \neq 0$

$$\mu_{bu} < 0.391$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \times (\mu_{bu})) = 0.63(1 - 0.6(0.046)) = 0.613 \text{ m}$$

$$A_{fs} = M_{UA} / (Z_b \cdot f_{ed}) = 52.38 \text{ cm}^2$$

- En flexion compose

$$A'_{FC} = A'_{fs} = 0 \quad A_{FC} = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}}\right) = 52.38 - 76.42 = -24.04$$

Donc :  $A_{FC} = 0$  Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{\min}$

$$A_{FC} = \text{Max} ( A_{\min\text{BAEL}}, A_{\min\text{RPA}}, A_{\text{cal}} )$$

$$A_{\min\text{CBA}} = 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \times 70 \times 63 = 5.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0.009 \times 70 \times 70 = 44.1 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \quad \text{Avec: } e_s = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.7 \times 0.63 \cdot \frac{2.1}{400} \cdot \frac{0.0026 - 0.45 \times 0.63}{0.002 - 0.185 \times 0.63} = 14.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max ( A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\min(\text{RPA})} ) = \max ( 0, 14.69, 44.1 ) = 44.1 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Comb	$N_{max}$	$M_{corr}$	$A_{cal}$	$A_{BAEL}$	$A_{RPA}$	$A_{add}$	Choix des barres
Sous sol	70x70	ELU	3632.34	5.6	0	<b>16.94</b>	44.1	50.27	<b>16T20</b>
		0.8G ± E	1576.33	11.01	0				
		G+Q ± E	1099.5	69.27	0				
Entre sol	70x70	ELU	3384.01	20.47	0	<b>16.18</b>	44.1	50.27	<b>16T20</b>
		0.8G ± E	1285.69	15.01	0				
		G+Q ± E	3005.36	173.54	0				
RDC+N1	70x70	ELU	2824.58	23.85	0	<b>16.21</b>	44.1	50.27	<b>16T20</b>
		0.8G±E	1223.4	14.45	0				
		G+Q±E	1766.53	199.39	0				
N2+N3	60x60	ELU	2233.36	79.03	0	<b>15.18</b>	31.4	32.17	16T16
		0.8G ± E	945.84	21.5	0				
		G+Q ± E	1501.69	135.73	0				
N4+N5	50x50	ELU	1357.09	27.78	0	<b>8.23</b>	22.5	24.13	12T16
		0.8G ± E	419.36	5.94	0				
		G+Q ± E	1025.95	115.52	0				
N6+N7 N8+Attique	40x40	ELU	432.36	9.19	0	<b>0</b>	14.4	18.47	12T14
		0.8G ± E	169.03	8.37	0				
		G+Q ± E	41.96	70.55	4.43				

Tab V.4 Calcul de ferrailage des poteaux centraux

Niveau	Section	Comb	$N_{max}$	$M_{corr}$	$A_{cal}$	$A_{BAEL}$	$A_{RPA}$	$A_{add}$	Choix des barres
Sous sol	50*50	ELU	1740.63	18.09	0	8.23	22.5	24.13	12T16
		0.8G ± E	1033.46	4.71	0				
		G+Q ± E	604.97	24.39	0				
Entre sol	50*50	ELU	1512.12	14.72	0	8.23	22.5	24.13	12T16
		0.8G ± E	875.82	4.92	0				
		G+Q ± E	154.42	76.85	2.26				
RDC+N1 +N2+N3	50*50	ELU	1447.79	18.21	0	8.23	22.5	24.13	12T16
		0.8G±E	684.81	4.5	0				
		G+Q±E	299.32	95.47	1.51				
N4+N5+ N6+N7+ N8+Attique	40*40	ELU	426.51	22.43	0	0	14.4	16.08	8T16
		0.8G ± E	71.14	7.8	0				
		G+Q ± E	66.36	78.86	4.89				

Tab V.5 Calcul de ferrailage des poteaux de rive :

Niveau	Section	Comb	$N_{max}$	$M_{corr}$	$A_{cal}$	$A_{BAEL}$	$A_{RPA}$	$A_{add}$	Choix des barres
Sous sol	50*50	ELU	907.21	17.85	0	<b>8.23</b>	22.5	24.13	12T16
		0.8G ± E	406.46	4.03	0				
		G+Q ± E	19.23	22.38	0.97				
Entre sol	50*50	ELU	837.66	14.22	0	<b>8.23</b>	22.5	24.13	12T16
		0.8G ± E	389.51	5.9	0				
		G+Q ± E	133.86	70.39	2.15				
RDC+N1 +N2+N3+N4	50*50	ELU	1414	25.36	0	<b>8.23</b>	22.5	24.13	12T16
		0.8G±E	634.72	4.412	0				
		G+Q±E	1116.07	79.31	0				
N5+N6+N7 +N8+Attique	40*40	ELU	207.8	3.1	0	<b>0</b>	14.4	16.08	8T16
		0.8G ± E	44.81	1.43	0				
		G+Q ± E	8.48	21.72	1.41				

Tab V.6 Calcul de ferrailage des poteaux d'angle.

V.2.4 Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003Art 7-4-3-2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 1,875 \text{MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ <sub>g</sub>	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
70*70	22.56	0.051	3.57	1	3.33	CV
70*70	49.95	0.11	4.08	1	3.33	CV
70*70	27.09	0.06	3.06	1	3.33	CV
60*60	84.24	0.26	3.57	1	3.33	CV
50*50	72.82	0.32	4.28	1	3.33	CV
40*40	72.18	0.5	5.35	1.875	3.33	CV

Tab V.7 vérification de cisaillement

**V.2.5 Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes** (BAEL 91 Art 8-2-4-2) :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

On résout l'équation du troisième degré :  $y^3 + py + q = 0$  On obtient :  $y_1, y_2$  et  $y_3$

Avec :

$$c = \frac{h}{2} - e_{ser} \quad \rightarrow \quad e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

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

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

Puis :  $y_{ser} = y + c$  représente la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section

On choisit parmi les trois solutions  $y_1, y_2$  et  $y_3$  celle qui donne :  $0 \leq y_{ser} \leq d$ .



• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$$

La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

L'inertie de la section homogène :

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

Poteaux	M <sub>ser</sub> (KN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
70*70	7.05	2659.44	50.27	6.4	15	CV
70*70	41.22	2479.57	50.27	9.2	15	CV
70*70	56.51	1282.01	50.27	4.9	15	CV
60*60	15.70	879.52	33.17	4.5	15	CV
50*50	11.28	857.3	24.13	7.3	15	CV
40*40	27.66	314.07	18.47	2.75	15	CV

Tab V.8Vérification des contraintes

a) **Vérification au flambement :**

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 3632.34 \text{KN.} \quad L_f = 0.7 l_0 = 2.5 \text{m} \quad I_{XX} = I_{YY} = 0.02 \text{ m}^4 \quad B = 0.49 \text{m}^2$$

Soit :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  ; avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.02}{0.49}} = 0.202 \text{m}$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.202 \quad \implies \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 12.37$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots \dots \dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{12.37}{35} \right)^2} = 0.83$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq \frac{3632.34}{0.83 \left( \frac{25}{1.35} + \frac{400}{115} \right)} = 1989.5 \text{ cm}^2$$

Nous avons :  $B_r = (70-5)(70-5) = 4025 \text{ cm}^2 > 1989.5 \text{ cm}^2$

**b) Vérification de l'effort normal ultime :**

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ulim} = \Delta \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.83 \left( \frac{0.4225 \cdot 25}{1.35} + 50.27 \cdot 10^{-4} \frac{400}{1.15} \right) \cdot 10^3 = 7949$$

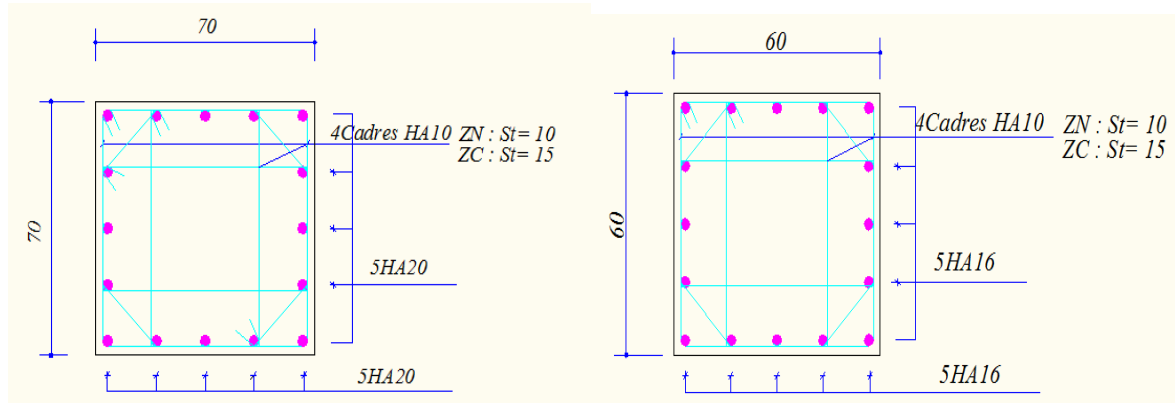
**Avec :**

$\Delta$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$  : section réduite du béton.

$A$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$N_{ulim} = 7949 \text{ KN} > N_{max} = 3634.32 \text{ KN} \dots \text{C.V}$



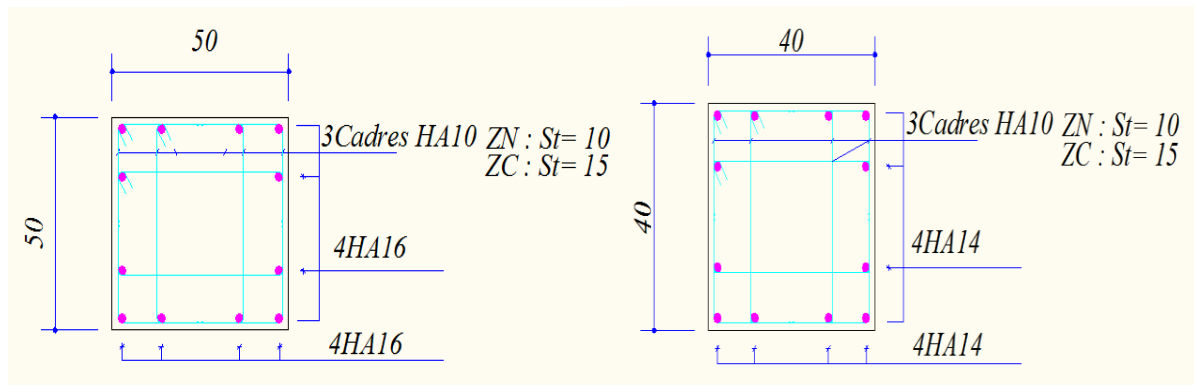


Fig. V.1: Ferraillage des poteaux

V.3. Les poutres :

V.3.1) Introduction :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V2003 et le BAEL 91 :

- ✓ 1,35G + 1,5Q
- ✓ G + Q
- ✓ G + Q ± E
- ✓ 0,8G ± E0

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III.

❖ Situation durable et accidentelle :

Caractéristiques	$f_{c28}(Mpa)$	$\gamma_b$	$\sigma_b(Mpa)$	$f_c(Mpa)$	$\gamma_s$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	25	1,5	14,2	400	1,15	348
Situation accidentelle	25	1,15	21.74	400	1	400

V.3.2)Recommandation du RPA99/V03 en zone III :

a) Armatures longitudinales :(RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- ✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :  
50Φ en zone III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux

**b) Armatures transversales : (art 7.5.2.2).**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  
 $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ .
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right)$  . Dans la zone nodale.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  . En dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_{\min}$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**c) Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :**

	<b>h</b> (cm)	<b>b</b> (cm)	<b>C</b> (cm)	<b>d</b> (cm)	<b>f c28</b> (Mpa)	<b>f e</b> (Mpa)	<b>Fissuration</b>
<b>Poutre principale</b>	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable
<b>Poutre secondaire</b>	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable

**Tableau V.9 Caractéristiques des poutres**

**V.3.3. Recommandation du BAEL 91 :**

**a/ Armatures longitudinales :**

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :  $A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$
- ✓ L'espacement  $S_t$  doit satisfaire les conditions suivantes :  
 $S_t \leq \min(0,9d; 40cm; 15\phi'_{l\min} \neq 0)$ .

L'espacement = max (Art A.4.2.5)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{array} \right.$$

**b/ Armatures transversales :**

✓ Volume relative d'armatures : 
$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$A_t$  Droites  $\alpha = 90^\circ$   $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$k = \begin{cases} 0 & \text{si reprise sans indentation.} \\ 0 & \text{si fissuration très nuisible.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

-  $\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k$  et  $f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3,3 \text{MPa}\} = 2,1 \text{MPa}$

-  $\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut : 
$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

**• Section minimal d'armatures d'âme :**

✓ Volume minimal d'armatures : 
$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{MPa} \right\}$$

✓ Diamètre des armatures d'âme : 
$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\} .$$

✓ Espacement : 
$$S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$$

✓ Espacement maximal: 
$$S_{t \max} = \text{Min}\{0,9d; 40 \text{cm}\}.$$

**V.3.4. Choix des barres :**

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

❖ Poutres porteuses (poutres principales) : (B24)

A/ Calcul des armatures longitudinales :

✓ Ferraillage sous la combinaison ELU :

➤ En travée :

$$M_{u \max} = 17.73 \text{ KN.m}, M_{ser \max} = 12.88 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.037$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 360[1 - 0.6(0.037)] = 0.353 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{17.73 \times 10^6}{353 \times 348} = 144.33 \text{ mm}^2 = 1.44 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis 1 :

$$M_{u \max} = -40.32 \text{ KN.m}, M_{ser \max} = -21.06 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.9$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.083$$

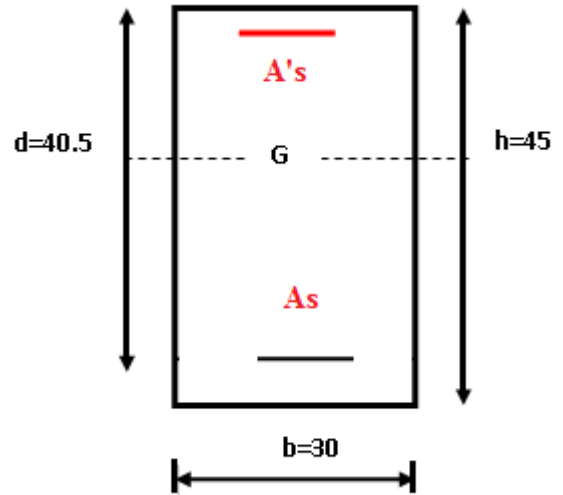
$$\mu_{lu} = [3440(1.9) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.471$$

$$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_{lu} = 0.471 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.083 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 360[1 - 0.6(0.083)] = 0.344 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{40.32 \times 10^6}{344 \times 348} = 337 \text{ mm}^2 = 3.37 \text{ cm}^2$$



## ➤ Sur appuis 2 :

$$M_{u \max} = -59.15 \text{ KN.m}, M_{ser \max} = -42.6 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.122$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.296 \quad \mu_{bu} = 0.122 < \mu_{lu} = 0.296 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.122 < 0.275 \Rightarrow$  On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 360[1 - 0.6(0.122)] = 0.336 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{59.15 \times 10^6}{336 \times 348} = 505 \text{ mm}^2 = 5.05 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage des poutres les plus sollicitées :

a) Armatures longitudinales :

les résultats sont présentés dans les tableaux ci- après :

	Section	Mu (KN.m)	$\mu u$	PIVO T	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Imin</sub> BAEI	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
	Appui 1	40,32	0,083	A	0,344	3,37	6	1.3	9.24	3T14+3 T14
B24	Travée	17,73	0,037	A	0,353	1,44	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
	Appui 2	59,15	0,122	A	0,336	5,05	6	1.3	9.24	3T14+3 T14
	Appui 1	104,33	0,215	B	0,316	9,50	6	1.3	12.06	3T16+3 T16
B18	Travée	42,32	0,087	A	0,344	3,54	6	1.3	9.24	3T14+3 T14
	Appui 2	38,82	0,080	A	0,345	3,24	6	1.3	12.06	3T16+3 T16
	Appui 1	90,37	0,186	A	0,323	8,06	6	1.3	12.06	3T16+3 T16
B20	Travée	31,18	0,064	A	0,348	2,58	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
	Appui 2	73,16	0,151	A	0,330	6,37	6	1.3	9.24	3T14+3 T14
	Appui 1	7,84	0,016	A	0,357	0,63	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
B24	Travée	4,44	0,009	A	0,358	0,36	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
	Appui 2	10,66	0,022	A	0,356	0,86	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
	Appui 1	13,11	0,027	A	0,355	1,06	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
B15	Travée	6,20	0,013	A	0,358	0,50	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
	Appui 2	2,52	0,005	A	0,359	0,20	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
	Appui 1	29,04	0,060	A	0,349	2,39	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
B10	Travée	18,05	0,037	A	0,353	1,47	6	1.3	8.01	3T12+3 T14
	Appui 2	29,26	0,060	A	0,349	2,41	6	1.3	8.01	3T12+3 T14

Tableau V.10.Ferrailage des Poutres principales (30X40)



	Section	Mu (KN.m)	$\mu u$	PIVO T	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Imin</sub> BAEl	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
	Appui 1	69,47	0,187	B	0,282	7,08	5.25	1.14	9.24	<b>3T14+</b> <b>3T14</b>
B4	Travée	45,53	0,123	A	0,294	4,45	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
	Appui 2	69,24	0,187	A	0,282	7,05	5.25	1.14	9.24	<b>3T14+</b> <b>3T14</b>
	Appui 1	57,65	0,155	A	0,288	5,75	5.25	1.14	8.01	<b>3T16+</b> <b>3T16</b>
B44	Travée	17,26	0,047	A	0,307	1,61	5.25	1.14	8.01	<b>3T14+</b> <b>3T14</b>
	Appui 2	33,29	0,090	A	0,300	3,19	5.25	1.14	8.01	<b>3T14+</b> <b>3T14</b>
	Appui 1	5,88	0,016	A	0,312	0,54	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
B80	Travée	4,09	0,011	A	0,313	0,38	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
	Appui 2	15,20	0,041	A	0,308	1,42	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
	Appui 1	7,53	0,020	A	0,312	0,69	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
B44	Travée	1,25	0,003	A	0,314	0,11	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
	Appui 2	5,18	0,014	A	0,313	0,48	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
	Appui 1	1,78	0,005	A	0,314	0,16	5.25	1.14	8.01	<b>3T14+</b> <b>3T14</b>
B47	Travée	1,30	0,004	A	0,314	0,12	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
	Appui 2	1,81	0,005	A	0,314	0,17	5.25	1.14	8.01	<b>3T14+</b> <b>3T14</b>
	Appui 1	1,48	0,004	A	0,314	0,14	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
B34	Travée	1,28	0,003	A	0,314	0,12	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>
	Appui 2	1,52	0,004	A	0,314	0,14	5.25	1.14	8.01	<b>3T12+</b> <b>3T14</b>

Tableau V.11.Ferrailage des Poutres secondaire (30X35 )

	Section	Mu (KN.m)	$\mu$	PIVOT	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
	Appui 1	114,04	0,235	B	0,311	10,54	6	15.14	<b>3T16+3T16+2T12</b>
B15	Travée	118,17	0,244	B	0,309	11,00	6	15.14	<b>3T16+3T16+2T12</b>
	Appui 2	1,81	0,004	A	0,359	0,14	6	15.14	<b>3T16+3T16+2T12</b>
	Appui 1	52,17	0,108	A	0,339	4,42	6	9.24	<b>3T14+3T14</b>
B52	Travée	32,70	0,067	A	0,347	2,71	6	8.01	<b>3T12+3T14</b>
	Appui 2	52,37	0,108	A	0,339	4,44	6	9.24	<b>3T14+3T14</b>

**Tableau V.12. Ferraillage des Poutres principales liées aux voiles : (40X30)**

	Section	Mu (KN.m)	$\mu$	PIVOT	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
	Appui 1	155,14	0,418	B	0,221	17,16	5.25	18.09	<b>3T16+3T16+3T16</b>
B46	Travée	55,33	0,149	A	0,289	5,50	5.25	12.06	<b>3T16+3T16</b>
	Appui 2	166,39	0,448	B	0,208	17,99	5.25	18.09	<b>3T16+3T16+3T16</b>
	Appui 1	65,40	0,176	A	0,284	6,62	5.25	9.24	<b>3T14+3T14</b>
B5	Travée	99,55	0,268	B	0,265	10,81	5.25	12.06	<b>3T16+3T16</b>
	Appui 2	0,35	0,001	A	0,315	0,03	5.25	9.24	<b>3T14+3T14</b>

**Tableau V.13. Ferraillage des Poutres secondaire liées aux voiles : (35X30)**

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant :

Poutres	Localisation	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutres principales	Sur appuis 1	12.06	3T16+3T16
	En travée	9.24	3T14+3T14
	Sur appuis2	12.06	3T16+3T16
Poutres principales de voile ascenseur	Sur appuis 1	15.14	3T16+3T16+2T12
	En travée	15.14	3T16+3T16+2T12
	Sur appuis2	15.14	3T16+3T16+2T12
Poutres secondaires	Sur appuis 1	9.24	3T14+3T14
	En travée	8.01	3T12+3T14
	Sur appuis2	9.24	3T14+3T14
Poutres secondaires de voile ascenseur	Sur appuis 1	18.09	3T16+3T16+3T16
	En travée	12.06	3T16+3T16
	Sur appuis2	18.09	3T16+3T16+3T16

Tableau V.14. Ferrailage des Poutres

### V.3.5. Vérifications :

- Pourcentage exigent par PRA99/2003 :
  - Pour les poutres principales (40X30).

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6\text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48\text{cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- Pour les poutres secondaires (35X30)

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2 = A_s \text{ adoptée.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

#### b) Armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec L'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

➤ **Selon le BAEL 91: art A5.1.22**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq 0.4 \cdot b \cdot St / f_e$

**b** : largeur de la poutre.

**St** : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

On adopter l'espacement suivant : **St = 20cm.**

$$\text{Donc: } A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2.$$

• **Diamètre de la section:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min}\right) = \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

➤ **Selon le RPA99/2003 :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  **$A_t = 0.003 \times St \times b$**

L'espacement maximal :

En zone nodale :  **$St \leq \min(h/4, 12\phi_t, 30\text{cm})$ .**

$$St \leq \min(40/4, 12\phi_t, 30\text{cm})$$

On prend: **St = 10cm**

En zone courante :  **$St \leq h/2$ .**

On prend: **St = 15cm**

$$\text{Donc: } A_t \geq 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.35 \text{ cm}^2.$$

St adopté =  $\min(St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}})$ .

Donc : on adopte les espacements suivants :

✓ En zone nodale : **St = 10 cm.**

✓ En zone courante : **St = 15cm.**

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8 :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

(On aura deux cadres de diamètre Ø8).

❖ **Vérification :**

1) **Condition de non fragilité :** Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la condition suivante :  $A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_t \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \dots\dots\dots CV$$

$$A_t \geq 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \dots\dots\dots CV$$

2) **Vérification du cisaillement du béton :**

➤ La contrainte tangente conventionnelle :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$  ;  $\tau_u < \bar{\tau}$

➤ La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ( $\alpha=90^\circ$ ) on aura :

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 4,348MPa \dots\dots \textit{situation - accidentel le}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 3,33MPa \dots\dots \textit{situation - durable}$$

Les poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
<b>Poutres principale</b>	40x30	97.7	0.905	4.348	C.V
<b>PP de voile ascenseur</b>	40x30	129.1	1.195	4.348	C.V
<b>Poutre secondaire</b>	35x30	48.4	0.512	4.348	C.V
<b>PS de voile ascenseur</b>	35x30	230.3	2.437	4.348	C.V

Tableau V.15. Les résultats de vérification du cisaillement du béton

3) **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres. Donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables en travée et en appuis.

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k.y$ )

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Les poutres	Zone de vérification	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>adm</sub>
PP	Sur appuis 1	12.06	42.11	5.82	15	C.V
	En travée	9.24	23.44	3.52	15	C.V
	Sur appuis 2	12.06	19.28	2.9	15	C.V
PP de voile ascenseur	Sur appuis 1	15.14	31.09	4.02	15	C.V
	En travée	15.14	16.13	2.09	15	C.V
	Sur appuis 2	15.14	1.29	0.2	15	C.V
PS	Sur appuis 1	9.24	16.52	3.11	15	C.V
	En travée	8.01	12.02	2.37	15	C.V
	Sur appuis 2	9.24	16.7	3.14	15	C.V
PS de voile ascenseur	Sur appuis 1	18.09	0.1	0.01	15	C.V
	En travée	12.06	9.1	1.58	15	C.V
	Sur appuis 2	18.09	0.02	0.03	15	C.V

Tableau V.16. Vérifications contrainte de compression dans le béton

4) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peut nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

5) Influence de l'effort tranchant :

a) Influence sur les armatures inférieures :  $A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s}$

b) Vérification de la compression du béton :  $V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec :  $a = \text{Min}\{\hat{a} ; 0.9d\}$ ,  $\hat{a} = b$  (largeur de l'appui)

c) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres  $\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset$

n = nombre des barres

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN.m)	Vérification N°1 (cm <sup>2</sup> )		Vérification N° 2 (MN)		Vérification N° 3 (MPa)	
<b>P.P (45x30)</b>	97.7	42.32	9.24 ≥ 6.56	C.V	97.7 ≤ 600	C.V	1.14 ≤ 3.15	C.V
<b>P.P de voile ascenseur</b>	129.1	118.17	15.14 ≥ 14.19	C.V	129.1 ≤ 600	C.V	1.06 ≤ 3.15	C.V
<b>P.S (35x30)</b>	48.4	45.53	8.01 ≥ 5.43	C.V	48.4 ≤ 567	C.V	0.70 ≤ 3.15	C.V
<b>P.S de voile ascenseur</b>	230.3	55.33	12.02 ≥ 11.52	C.V	230.3 ≤ 567	C.V	2.69 ≤ 3.15	C.V

**Tableau V.17. Vérifications influence de l'effort tranchant**

6) Etat limite de déformation : Nécessité de calcul de la flèche :

- Condition N°1 :  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,065$ .
- Condition N°2 :  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ .
- Condition N°3 :  $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
<b>P. P (40x30)</b>	0.09 > 0.0625	0.09 > 0.041	0.009 < 0.0105	C.V
<b>P.P de voile ascenseur</b>	0.09 > 0.0625	0.09 < 0.104	0.014 > 0.0105	C.N.V
<b>P. S (35x30)</b>	0.101 > 0.0625	0.101 > 0.066	0.008 < 0.0105	C.V
<b>P.S de voile ascenseur</b>	0.101 > 0.0625	0.101 > 0.033	0.013 > 0.0105	C.N.V

**Tableau V.18. Vérifications état limite de déformation**

- Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :
  - **P.P liée au voile**

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5 \times 13.35 \times 10^{-3} \times 4.45^4}{384 \times 32164.195 \times 155626.96 \times 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{4.45}{500}$$

$$f = 0.0014m \leq \bar{f} = 0.0089m \quad \mathbf{C.V}$$

➤ P.S liée au voile

$$f = \frac{5 \times 9.06 \times 10^{-3} \times 3.45^4}{384 \times 32164.195 \times 82756.34 \times 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{3.45}{500}$$

$$f = 0.006m \leq \bar{f} = 0.0069m \quad \mathbf{C.V}$$

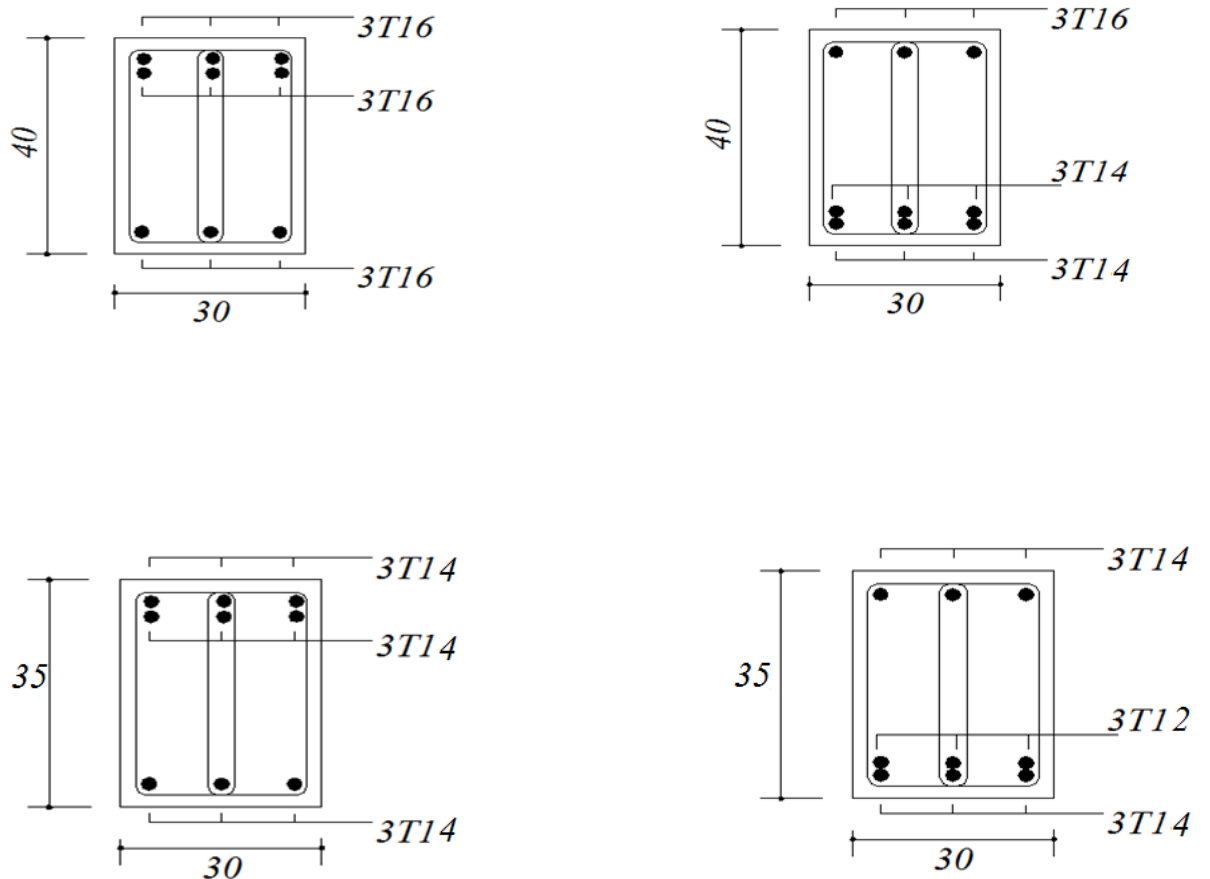


Fig. V.2: Ferrailage des poutres



**V.4. Ferrailage des voiles :****V.4.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveau, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : sous-sol .
- Zone II : entre sol .
- Zone III : RDC, 1<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau.
- Zone IV : 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> niveau.

**V.4.2. Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

**Selon le BAEL 91 :**

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

**Selon le RPA 99 révisé 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

**V.4.3.Prescriptions données par RPA99/version 2003 :****A/Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles par mètre carré de surface.

**B/ Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} : \text{Effort tranchant calculée au niveau considéré.}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**C/Espacement :**

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 modifié 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec (e) l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

**D/Longueur de recouvrement :**

D'après l'article (7.7.4.3 RPA99 / version 2003) :

Elles doivent être égales à :

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

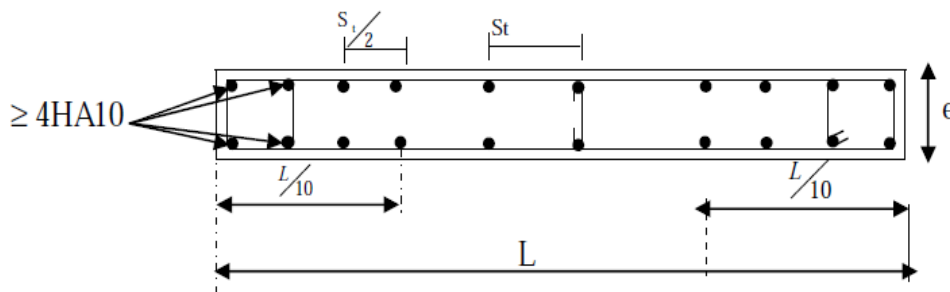
-  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**E/Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

**F/Armatures pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.



**Fig V.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

**G/ Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

D'après RPA2003  $A_H \geq 0.15\% B$

D'après le BAEL91  $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

**♦ vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Art 7.7.2 RPA2003**)

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = \frac{1,4 \times V_{ucal}}{b_0 \times d}$

Avec :

$V_{u\text{ cal}}$  : effort tranchant à la base du voile

$b_0$  : épaisseur du voile

$d$  : hauteur utile = 0,9 h

$h$  : hauteur totale de la section

La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$  : (l'article 7.7.2 RPA99/V 2003)

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

**H/ Le pourcentage minimum:**

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 %

**V.4.4. Exposé de la Méthode de calcul :**

Pour déterminer les armatures verticales, on a utilisé **la méthode des contraintes**.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

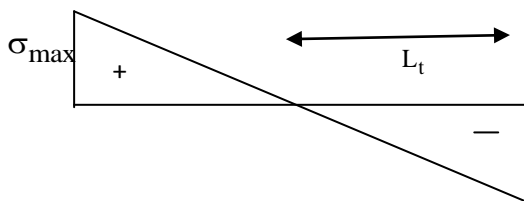
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

**Avec :**

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

$\Omega$  : Section transversale du voile.



**Fig V.4 : Diagramme des contraintes**

$V, V'$  : bras de levier, sachant que  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue  $L_t = L - L_c$

☞ Les Armatures minimales:

D'après le RPA 2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% e \cdot L_t$$

$e$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

#### V.4.5.Exemple du calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles de ( $L=4.45m$ ) :

##### • Détermination des sollicitations :

$$N_{\max} = -2636.8KN$$

$$M_{\text{corre}} = 55.09 KN.m$$

$$N_{\min} = -282.3KN.$$

$$M_{\text{corre}} = 669.5 KN.m$$

$$M_{\max} = 4065.95KN$$

$$N_{\text{corre}} = -1176.26 KN.M$$

$$A = 4.45 \times 0.25 = 1.11m^2 \quad I = 1.84 m^4 \quad v = 2.225m.$$

##### a) Armatures verticales:

Sous  $N_{\max}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{2636.8}{1.11} + \frac{55.09 \times 2.225}{1.84} = 2442.11KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{2636.8}{1.11} - \frac{55.09 \times 2.225}{1.84} = 2308.88KN/m^2$$

Sous  $N_{\min}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{282.3}{1.11} + \frac{669.5 \times 2.225}{1.84} = 1063.91KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{282.3}{1.11} - \frac{669.5 \times 2.225}{1.84} = -555.26KN/m^2$$

Sous  $M_{\max}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{1176.26}{1.11} + \frac{4065.96 \times 2.225}{1.84} = 5976.41KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{Mv}{I} = \frac{1176.26}{1.11} - \frac{4065.96 \times 2.225}{1.84} = -3857.02KN/m^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le  $M_{max}$  donc la section est entièrement tendue.

➤ **Calcul de  $L_t$  :**

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \right) = 4.45 \left( \frac{5976.41}{5976.41 + 3857.02} \right) = 2.7 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 4.45 - 2.7 = 1.75 \text{ m} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

➤ **Détermination de « N » :**

$$N = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e = 1301.74$$

➤ **Calcul des armatures:**

$$A_{vj} = \frac{N}{f_e} = \frac{13017.4}{400} = 32.5 \text{ cm}^2$$

**a) Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \frac{734.73}{400} = 2.02 \quad A_v = 34.52 \quad \Rightarrow \quad V = \text{l'effort tranchant}$$

**Section minimale d'armature verticale :**

• ➤ **Selon RPA :**

$$A_{min \text{ RPA}} = (0.2\% \ b \times L_t)$$

b : épaisseur du voile.

$L_t$  : longueur de la section tendue.

$$A_{min \text{ RPA}} = 0.002 \times 25 \times 270 = 13.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le BAEL :**

**Section partiellement comprimé :**

$$A_{min} \geq 0.23 B \frac{F_{t28}}{F_e} = 13.43$$

❖ **L'espacement minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :**

Zone d'about :  $(445/10) = 44.5 \text{ cm}$ . Avec  $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante  $356 \text{ cm}$ . Avec  $St = 15 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferraillage sur toute la surface du voile

**b) Armature horizontale :**

D'après le **BAEL91**:  $A_H = A_V/4 = 34.52/4 = 8.63 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA**:

$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0.15 \% \times 25 \times 445 = 16.68 \text{ cm}^2$ .

$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$ .

Soit donc :  $A_H = \max [RPA.V2003 ; BAEL] = 16.68 \text{ cm}^2$

$A_H = 16 \text{ HA}10 = 12.56 \text{ cm}^2 / \text{nape}$

❖ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement:**

➤ Selon le RPA:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$ .

D'après les résultats obtenues des analyses on a  $V_{\text{max}} = 734.73 \text{ KN}$

$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \times 734.73 \times 10^{-3} / (0.25 \times 0.9 \times 4.45) = 1.03 \text{ MPa}$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$  ..... condition vérifiée.

➤ Selon le BAEL:

$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 734.73 \times 10^{-3} / (0.25 \times 0.9 \times 445) = 0.74 \text{ MPa}$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$  ..... condition vérifiée.

**V.4.6. Vérification à L'ELS:**

$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28} \frac{1927.39 \times 10^{-3}}{0.4 + (15 \times 34.52 \times 10^{-4})} = 2.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q)

Selon YY :

V1 : L=4.45m :

Zone	/	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	
Caractéristiques Géométriques	$N$ (KN)	1176.26	1156.24	1293.1	931.9	
	$M$ (KN,m)	4065.96	3863.23	3610.57	1557.17	
	$e$ (m)	0.25	0.25	0.2	0.2	
	$L$ (m)	4.45	4.45	4.45	4.45	
	$A$ (m <sup>2</sup> )	1.11	1.11	0.89	0.89	
	$I$ (m <sup>4</sup> )	1.84	1.84	1.47	1.47	
	$V$ (m)	2.225	2.225	2.225	2.225	
Sollicitation	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5985,13	5721,43	6922,79	3406,13	
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3870,50	3642,80	4016,95	1311,97	
	$L_t$ (m)	1,75	1,73	1,63	1,24	
	$L_c$ (m)	2,70	2,72	2,82	3,21	
	$N$ (KN)	845,51	788,26	656,37	162,35	
Ferraillages	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	21,14	19,71	16,41	4,06	
	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	8.75	8.65	6.52	4.96	
	Max ( $A_v$ ; $A_{\min}$ )	21.14	19.71	16.41	4.96	
	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	38.49	38.49	28.27	28.27	
	Choix par nappe	25T14	25T14	25T12	25T12	
	$A_{v, \text{totale}}$	76.98	76.98	56.54	56.54	
	$S_t$ (cm)	Courante	15	15	15	15
		d'about	10	10	10	10
	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	(BAEL)	5.29	4.93	4.10	1.02
		(RPA)	16.69	16.69	13.35	13.35
	Choix par nappe/ml	6T12	6T12	6T12	6T12	
$S_t$ (cm)	20	20	20	20		
Vérification	Contrainte de cisaillement	$V$ (KN)	734.73	916.13	772.34	494
		$\tau_b$ (MPa)	0.73	0.92	0.96	0.62
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	3.26	3.26	3.26	3.26
	Effort N à ELS	$N_s$ (KN)	1927.39	1598.13	1637.18	1034.39
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	1.61	1.34	1.69	1.07
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.19. Ferraillage et vérification



➤ Selon **XX** :

Voile :  $V_4 = 1.4$  m :

Zone	/	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	
Caractéristiques Géométriques	$N$ (KN)	-1189.76	-493.21	-870.44	-173.94	
	$M$ (KN,m)	133.47	653.07	420.93	167.38	
	$e$ (m)	0.25	0.25	0.2	0.2	
	$L$ (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	
	$A$ (m <sup>2</sup> )	0,35	0,35	0,28	0,28	
	$I$ (m <sup>4</sup> )	0,06	0,06	0,05	0,05	
	$V$ (m)	0,7	0,7	0,7	0,7	
Sollicitation	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5033,64	9405,95	9551,52	3183,15	
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1764,99	-6587,60	-3334,09	-1940,72	
	$L_t$ (m)	0,36	0,58	0,36	0,53	
	$L_c$ (m)	1,04	0,82	1,04	0,87	
	$N$ (KN)	80,19	474,84	120,78	102,91	
Ferraillages	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	2,00	11,87	3,02	2,57	
	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.8	2.9	1.44	2.12	
	Max ( $A_v$ ; $A_{\min}$ )	2.00	11.87	3.02	2.57	
	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	12,43	12,43	8,58	8,58	
	Choix par nappe	11T12	11T12	11T10	11T10	
	$A_{v, \text{totale}}$	24.86	24.86	17.16	17.16	
	$S_t$ (cm)	Courante	15	15	15	15
		d'about	10	10	10	10
	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	(BAEL)	0.5	2.97	0.755	0.64
		(RPA)	5.25	5.25	4.2	4.2
	Choix par nappe/ml	6T12	6T12	6T10	6T10	
$S_t$ (cm)	20	20	20	20		
Vérification	Contrainte de cisaillement	$V$ (KN)	55.02	259.76	178.12	95.92
		$\tau_b$ (MPa)	0.17	0.82	0.71	0.38
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	Effort N à ELS	$N_s$ (KN)	901.16	811.85	633.07	370.8
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	2.06	1.88	1.75	1.03
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.20. Ferraillage et vérification

V2 : L=3.45m et 1 m :

Zone	/	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	
Caractéristiques Géométriques	$N$ (KN)	1610,5	1591,19	809,4	151,32	
	$M$ (KN,m)	1254,3	3432,39	698,2	334,57	
	$e$ (m)	0.25	0.25	0.2	0.2	
	$L$ (m)	3.45	3.45	1	1	
	$A$ (m <sup>2</sup> )	0,8625	0,8625	0,2	0,2	
	$I$ (m <sup>4</sup> )	0,86	0.86	0.02	0,02	
	$V$ (m)	1,725	1.725	0,5	0,5	
Sollicitation	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	4396,40	8765,87	24993,00	10793,70	
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	661,90	5076,16	16899,00	9280,50	
	$L_t$ (m)	0,45	1,27	0,40	0,46	
	$L_c$ (m)	3,00	2,18	0,60	0,54	
	$N$ (KN)	37,35	802,78	681,70	429,05	
Ferraillages	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	0,93	20,07	17,04	10,73	
	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.25	6.35	1.6	1.84	
	Max ( $A_s$ ; $A_{\min}$ )	2.25	20.07	16.04	10.73	
	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	30.79	30.79	9.24	9.24	
	Choix par nappe	20T14	20T14	6T14	6T14	
	$A_{v, \text{totale}}$	61.58	61.58	18.48	18.48	
	$S_t$ (cm)	Courante	15	15	15	15
		d'about	10	10	10	10
	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	(BAEL)	0.23	5.02	4.26	2.69
		(RPA)	12.94	12.94	3	3
	Choix par nappe/ml	6T10	6T10	6T10	6T10	
$S_t$ (cm)	20	20	20	20		
Vérification	Contrainte de cisaillement	$V$ (KN)	1515,4	1315,05	338,6	214,95
		$\tau_b$ (MPa)	1,95	1,69	1,88	1,19
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	Effort N à ELS	$N_s$ (KN)	1424,5	1217,9	384,73	227,24
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	1,50	1,29	1,37	0,81
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.21. Ferraillage et vérification

V3 : L=3.45m :

Zone	/	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	
Caractéristiques Géométriques	$N$ (KN)	2197,96	1956,63	1704,41	1107,5	
	$M$ (KN,m)	1666,56	3982,39	3353,23	1070,36	
	$e$ (m)	0,25	0,25	0,2	0,2	
	$L$ (m)	3,45	3,45	3,45	3,45	
	$A$ (m <sup>2</sup> )	0,8625	0,8625	0,69	0,69	
	$I$ (m <sup>4</sup> )	0,86	0,86	0,68	0,68	
	$V$ (m)	1,725	1,725	1,725	1,725	
Sollicitation	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5908,78	10298,58	10921,90	4302,89	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	812,06	5761,47	5981,59	1092,75	
	$L_t$ (m)	0,42	1,24	1,22	0,70	
	$L_c$ (m)	3,03	2,21	2,23	2,75	
	$N$ (KN)	42,31	891,35	730,26	76,35	
Ferrailages	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	1,06	22,28	18,06	1,91	
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,1	6,2	4,88	2,8	
	Max ( $A_s$ ; $A_{min}$ )	2,1	22,28	18,06	2,8	
	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	30,79	30,79	22,62	22,62	
	Choix par nappe	20T14	20T14	20T12	20T12	
	$A_{v, totale}$	61,58	61,58	45,24	45,24	
	$S_t$ (cm)	Courante	15	15	15	15
		d'about	10	10	10	10
	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	(BAEL)	0,27	5,57	4,57	0,48
		(RPA)	12,94	12,94	10,35	10,35
Choix par nappe/ml		6T12	6T12	6T10	6T10	
$S_t$ (cm)		20	20	20	20	
Vérification	Contrainte de cisaillement	$V$ (KN)	316,07	1115,88	1229,5	549,87
		$\tau_b$ (MPa)	0,41	1,44	1,98	0,89
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	Effort N à ELS	$N_s$ (KN)	2119,11	1890,57	1631,01	1226,22
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	2,23	2,00	2,12	1,59
		$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15

Tableau V.22. Ferrailage et vérification

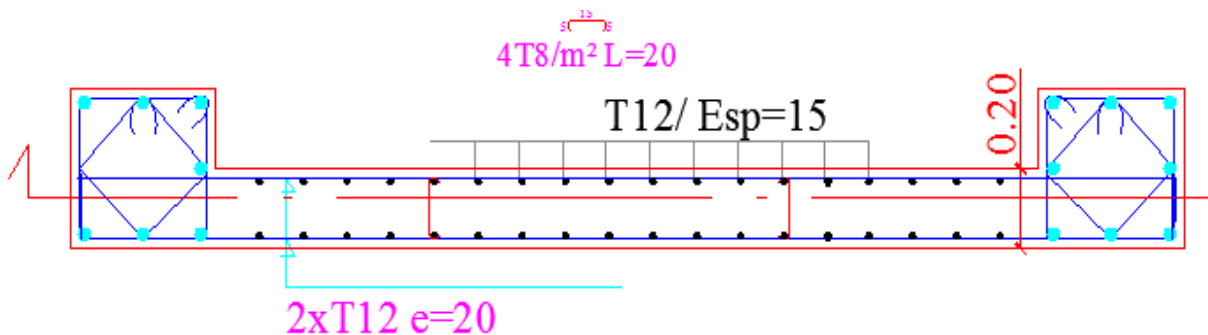


Fig. V.5: Ferrailage de voile



chapitre VI

Etude de l'infrastructure

**VI.1.Introduction :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

**VI.2. Différents types de fondations :**

Il existe quatre catégories de fondations :

**▪ Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

**▪ Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

**▪ Les fondations spéciales :**

Colonnes ballastées : Il s'agit de colonnes de pierres ou de graves cimentés que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

**▪ Les fondations surfaciques ou radier :**

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

Il existe quatre types de radiers :

- ✓ Le radier dalle plate (le plus courant).
- ✓ Le radier nervuré.
- ✓ Le radier champignon sous poteaux.
- ✓ Le radier voûte.

Lorsque le radier est enterré et que la présence d'eau est possible, il conviendra de faire un cuvelage (radier de fosse ascenseur,).

Lorsque le radier est soumis à des poussées d'Archimède, il faut vérifier que ces poussées ne dépassent pas le poids de l'ouvrage. Dans le cas contraire, il faudra vérifier de manière à équilibrer les forces.

Si le dessus du radier est au ras du sol, il faudra réaliser une bêche périphérique de manière à assurer la mise hors gel de l'ouvrage.

### **VI.3.Facteurs de choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation qui dépend du :

- La nature de l'ouvrage à fonder :

Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,

- La nature du terrain :

connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques

Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...

- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

#### **❖ Caractéristiques du sol :**

- La nature de sol : c'est un sol meuble,  $S_3$  Selon RPA .
- Profondeur d'ancrage est de 7.65m
- La contrainte admissible de sol : ( $\sigma_{sol} = 2bars = 200 \text{ KN/m}^2$ )

**VI.4. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

**VI.4.1. Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

**N.B :** dans ce cas en prendre  $\sigma = 2$  bar

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$N = \sum N_i = 58868.64 \text{ KN} \quad S_s = \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{58868.64}{20} = 2943.43 \text{ m}^2$$

$$\text{Aire totale : } 413.9 \text{ m}^2 \quad S_s/S_t = 294.34 / 413.9 = 0.71$$

$$\text{Donc : } S_s/S_t = 0.71 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier nervuré

**VI.4.2. Pré dimensionnement du radier général :****a) L'épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

**a.1) Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.45 \text{ m}$ : plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où :  $55.63\text{cm} \leq h_r \leq 89\text{cm}$ .

**a.2) condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \text{ avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux points d'appuis.

$L_e$  : longueur élastique.

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : largeur du radier ( bande de 1 mètre).

$K$  : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

pour un sol moyen ;  $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$I$  : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4.45^4}{321641.95 \times \pi^4}} \geq 0.74\text{m}$$

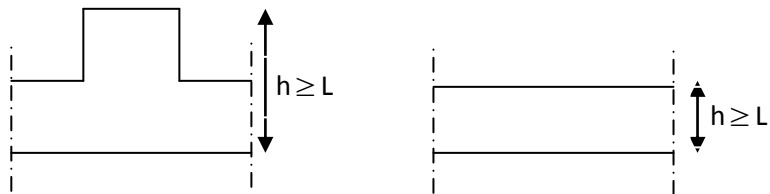
La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 80\text{cm}$ .

Vu que la hauteur est importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

**a.3) Condition de coffrage :**

➤ Pour la nervure :

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm}$$



➤ Pour la dalle :

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{445}{20} = 22.25\text{cm} \quad b_e \geq \frac{be}{2} \geq \frac{80}{2} = 40\text{cm} \quad b_e = 50\text{cm}$$

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **30 cm** et des nervures de **50cm**.

**b) La surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :



$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

A la base du bâtiment :

$$N = 1,35G + 1,5 Q = 80608.6 \text{KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{radier} \geq N / \bar{\sigma}_{adm} = \frac{80608.6}{200} = 403.05 \text{m}^2$$

**c) Le calcul de D (débordement) :**

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}). = \max (80/2; 30\text{cm}) = 40\text{cm} \mathbf{D= 50cm}$$

$$D'ou : S_r = S + D \times P$$

$S_r$  : Surface de radier.

$S$  : Surface totale de bâtiment.

$P$  : le périmétrique de bâtiment.

$$S_r = 403.05 + 0.50 \times 31.38 = 443.75 \text{m}^2 \quad S_r = 443.75 \text{m}^2$$

**VI.4.3. Vérification du radier :**

**VI.4.3.1. Vérification de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Selon le **C.B.A art A.5.2.4.3**, Nous devons vérifier que :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$$

$N_u$  : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$h_r$  : épaisseur totale du radier.

$\mu_c$  : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2 \cdot (L + b + 2 \times h_{radier}) = 2 \cdot (3.45 + 0,25 + 2 \times 0.8) = 10.6 \text{ m}$$

$$N_u = -4437,79 \text{KN}$$

$$0,045 \mu_c \times h_{radier} \times f_{c28} / \gamma_b = 6360 \text{KN} \geq 4437.79 \text{KN}$$

- **Sous poteaux :**

$$\mu_C = 2.(L+b+2 \times h_{\text{radier}}) = 2. (0.7+0,7 + 2 \times 0.8) = 6.2\text{m}$$

$$N_u = 3632.34\text{KN}$$

$$0,045 \mu_C \times h_{\text{radier}} \times f_{c28} / \gamma_b = 3720 \text{ KN} \geq 3632.34 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement

#### VI.4.3.2. Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure :  $G = 51295.8\text{KN}$  ;  $Q = 7572.86 \text{ KN}$

- Infrastructure :

✓ Poids du radier :  $G_{\text{rad}} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$

$$= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_X + L_Y))$$

$$= (443.75 \times 0.3 \times 25) + (0.5 \times 0.5 \times 25 \times 276.32) = 5055.13\text{KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} = 56350.93\text{KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 7572.86 \text{ KN} \end{cases}$$

#### ➤ Détermination des efforts :

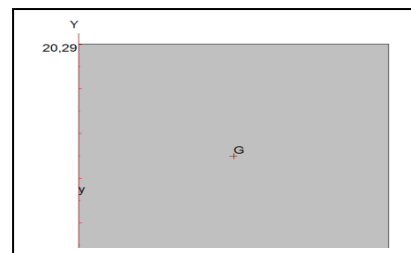
Sollicitations : **ELU**:  $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 87433.05 \text{ KN}$

**ELS**:  $N_S = N_G + N_Q = 63923.79 \text{ KN}$

#### a) Caractéristiques géométrique du radier :

❖ Détermination du centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} X_G = \mathbf{10,2m.} \\ Y_G = \mathbf{10,15m.} \end{cases}$$



#### ➤ Calcul de l'inertie du radier :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est:  $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

$I_i$  : moment d'inertie du panneau (i).

$S_i$  : aire du panneau considéré (i).

$D_i$  : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_x = 14\,354,6\text{m}^4 \\ I_y = 14\,200,2\text{m}^4 \end{cases}$$

**VI.4.3.3.Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

**Avec :**

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}} = 56350.93 \text{ KN}$$

F<sub>s</sub> : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement F<sub>s</sub> = 1,5

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10KN / m<sup>3</sup>).

Z : profondeur de l'infrastructure (Z = 7.65 m).

S : surface du radier (S = 443.75 m).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 7.65 \times 443.75 = 50920.32 \text{ KN}$$

**Donc:** W=56350.93 ≥ F<sub>s</sub> · γ · Z · S=50920.32 KN ..... Condition vérifiée

**VI.4.3.4.Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera vérifiée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, selon le Règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

$$\gamma_b : 1,5 S_r = 443.75\text{m}^2 \quad h = 0.8\text{m} \quad L_{\text{max}} = 5 \text{ mb} : 1\text{m}. \quad N_u = 87433.05\text{KN}$$

$$L \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{87433.05}{443.75} \times \frac{4.45}{2} = 438.39\text{KN}$$

$\tau_{max}$  : la plus grande portée de la dalle = 4.45 m.  $\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$   
 $\Rightarrow \tau_u = 0.608 \text{ MPa} < \tau_u = 1.17 \text{ MPa}$ . (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

**VI.4.4. Vérification des contraintes**

**VI.4.4.1. Vérification de la contrainte normale:**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm}$$

Avec :  $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$   $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales :  $M = N \times e$

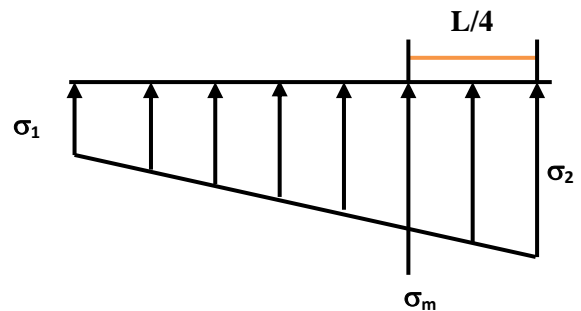


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
<b>N (KN)</b>	58868.66	58868.66	80608.62	80608.62
<b>e(m)</b>	<b>0.22</b>	0.5	0.22	0.5
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	443.75	443.75	443.75	443.75
<b>M (KN.m)</b>	12960.32	29434.33	17733.9	40304.31
<b>V (m)</b>	10.2	10.15	10.2	10.15
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	14 354,6	14 200,2	14 354,6	14 200,2
<b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	141.87	153.7	194.25	210.46
<b>σ<sub>2</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	123.45	111.62	169.05	152.85
<b>σ<sub>moy</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	137.26	143.18	145.68	196.06
<b>σ<sub>adm</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	300	300	300	300
<b>Vérification</b>	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes

**VI.4.4.2. Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$e$  : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

$M$  : moment dû au séisme.

$N$  : charge verticale permanente.

- **Sens longitudinal** :  $e_x = \frac{88321.73}{51295.8} = 1.72 \text{ m} < \frac{a}{4} = 10.2 \text{ m}$  (Vérifiée)
- **Sens transversal** :  $e_y = \frac{130976.6}{51295.8} = 2.55 \text{ m} < \frac{b}{4} = 10.15 \text{ m}$  (Vérifiée)

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

**VI.4.4.3. Vérification de la stabilité :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :  $M = M_0 + T_0 \times h$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base

$T_0$  : L'effort tranchant à la base

$h$  : profondeur de l'infrastructure

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0,8G \pm E$  ;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison  $G + Q + E$ .

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

	0.8G + E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
<b>N (kN)</b>	58868.66		58868.66	
<b>M<sub>rad</sub> (kN.m)</b>	111788.24	129273.24	557917.6	557917.6
<b>L (m)</b>	10.2	10.15	10.2	10.15
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	14 354,6	14 200,2	14 354,6	14 200,2
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	443.75			
<b><math>\sigma_1</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	212.1	225.06	406.5	410.5
<b><math>\sigma_2</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	53.23	40.26	269.51	272.1
<b><math>\sigma_{\text{moy}}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	179.14	178.86	237.5	239.85
<b><math>\sigma_{\text{adm}}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	300	300	300	300
<b>Vérification</b>	Cv	Cv	Cv	cv

**Tableau VI.2 : Vérification de soulèvement**

### VI.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

**VI.5.1 Méthode de calcul :**

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A93.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

*Si  $\rho < 0.4$  le panneau porte dans un seul sens*

*Si  $0.4 < \rho < 1$  le panneau porte dans les deux sens*

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

*$L_x$  : La petite portée de panneau  $L_y$  : La grande portée de panneau*

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.45\text{m} \qquad L_y = 4.45\text{ m}$$

$$\text{Donc : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.45}{4.45} = 0.77 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

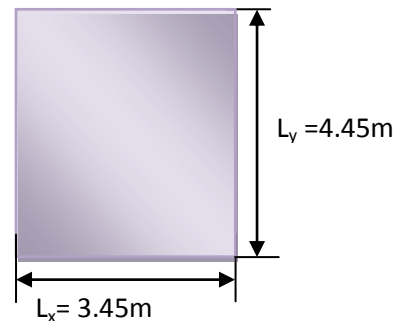
$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5 M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5 M_y$$

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75 M_y$$



**fig VI.2 : Le panneau le plus**

➤ *Les sollicitations à L'ELU :  $v=0$* 

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 87433.05 / 443.75 = 197.04 \text{ KN/m}^2$$

➤ *Les sollicitations à L'ELS :  $v = 0,2$* 

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 63923.79 / 443.75 = 144.05 \text{ KN/m}^2$$

➤ **à l'ELU :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0598 \times 197.04 \times 3.45^2 = 140.24 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.542 \times 140.24 = 76.02 \text{ kN.m}$$

➤ **à l'ELS :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0663 \times 144.05 \times 3.45^2 = 113.68 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.67 \times 113.68 = 76.16 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

➤ **à l'ELU :**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0.75 M_x = 115.18 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ax} = -0.5 M_x = -70.12 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0.75 M_y = 57.02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ay} = -0.5 M_x = -38.01 \text{ kN.m}$$

➤ **à l'ELS :**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0.75 M_x = 85.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ax} = -0.5 M_x = 56.84 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0.75 M_y = 57.12 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ay} = -0.5 M_x = -38.08 \text{ kN.m}$$



	Petite portée			Grande portée		
	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)
ELU	140.24	115.18	-70.12	113.68	57.02	-38.01
ELS	76.02	85.26	-56.84	76.16	57.12	-38.08

**Tableau VI.3 : Les moments de la dalle de radier**

• **Pourcentage minimal :**

Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 3.26cm^2$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$b = 100$  cm,  $h = 50$  cm,  $d = 0.9h = 45$  cm.

position		$M_u$	$\mu_U$	$\mu_l = 0.372$	As	$A_{min}$	choix	$A_s$ adopté
Sens XX	Travée	115.18	0.127	SSA	13.16	3.26	5HA16+5HA14	17.75
	Appuis	-70.12	0.077	SSA	7.78	3.26	6HA16	12.06
Sens YY	Travée	57.02	0.063	SSA	6.28	3.26	6HA16	12.06
	Appuis	-38.01	0.042	SSA	4.17	3.26	6HA16	9.24

**Tableau VI.4 : Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier**

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$= 202 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

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

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> adopté	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub>	Observation
Sens XX	Travée	85.26	17.75	9,62	110100,5	7,45	201,8 8	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	Appuis	-56.84	12.06	8,24	82314,72	5,69	194,3 2	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
Sens YY	Travée	57.12	12.06	8,24	82314,72	5,79	197,6 1	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	Appuis	-38.08	9.24	7,38	66751,52	4,21	167,9 3	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>

**Tableau VI.5 : Récapitulatif de vérification des panneaux de radier**

**VI.5.2.Ferraillage de la nervure :**

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 50 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file E dans le sens XX et la file D dans le sens YY.

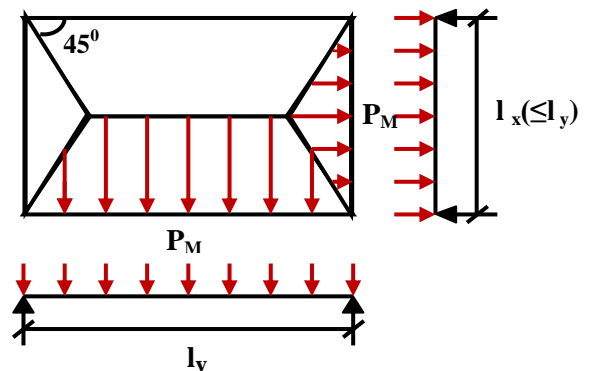
➤ **Transmission des charges des dalles aux poutres :**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand coté.

On définit des charges uniformément réparties

équivalentes sur les travées des poutres :



**P<sub>M</sub>** : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la

dalle, pour un panneau les expressions de P<sub>M</sub> sont les suivants :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

➤ Calcul des sollicitations de la nervure:

Elément	Trapèze	Triangle
$P_M$	$P = \frac{L_x Q}{2} \left( 1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$	$P = \frac{L_x Q}{4}$

• Remarque:

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

✓ A l'ELU :

➤ Sens X-X :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

travée	$\alpha_1$	$\alpha_2$	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$P_{M1}$ (KN/ml)	$P_{M2}$ (KN/ml)	$P_M$ (KN/ml)
<b>A-B</b>	0.315	0.315	197.04	68.96	68.96	137.93
<b>B-C</b>	0.775	0.775	197.04	169.95	169.95	339.9
<b>C-D</b>	0.775	0.775	197.04	169.95	169.95	339.9
<b>D-E</b>	0.775	0.775	197.04	169.95	169.95	339.9
<b>E-F</b>	0.775	0.775	197.04	169.95	169.95	339.9
<b>F-G</b>	0.775	0.775	197.04	169.95	169.95	339.9
<b>G-H</b>	0.315	0.315	197.04	68.96	68.96	137.93

**Tableau VI.6 : Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E**

Sens Y-Y :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file D

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

travée	$\alpha_1$	$\alpha_2$	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$P_{M1}$ (KN/ml)	$P_{M2}$ (KN/ml)	$P_M$ (KN/ml)
<b>A-B</b>	0.608	0.608	197.04	103.45	103.45	206.9
<b>B-C</b>	0.775	0.775	197.04	208.19	208.19	416.38
<b>C-D</b>	0.775	0.775	197.04	208.19	208.19	416.38
<b>D-E</b>	0.775	0.775	197.04	208.19	208.19	416.38
<b>E-F</b>	0.775	0.775	197.04	208.19	208.19	416.38

**Tableau VI.7 : Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file D**

✓ ELS :

➤ Sens X-X :

travée	$\alpha_1$	$\alpha_2$	Q (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>M1</sub> (KN/ml)	P <sub>M2</sub> (KN/ml)	P <sub>M</sub> (KN/ml)
<b>A-B</b>	0.315	0.315	144.05	50.42	50.42	100.84
<b>B-C</b>	0.775	0.775	144.05	124.24	124.24	248.48
<b>C-D</b>	0.775	0.775	144.05	124.24	124.24	248.48
<b>D-E</b>	0.775	0.775	144.05	124.24	124.24	248.48
<b>E-F</b>	0.775	0.775	144.05	124.24	124.24	248.48
<b>F-G</b>	0.775	0.775	144.05	124.24	124.24	248.48
<b>G-H</b>	0.315	0.315	144.05	50.42	50.42	100.84

**Tableau VI.8 : Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file E**

V=454.5KN

Sens Y-Y :

Travée	$\alpha_1$	$\alpha_2$	Q (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>M1</sub> (KN/ml)	P <sub>M2</sub> (KN/ml)	P <sub>M</sub> (KN/ml)
<b>A-B</b>	0.608	0.608	144.05	75.63	75.63	151.26
<b>B-C</b>	0.775	0.775	144.05	152.2	152.2	304.4
<b>C-D</b>	0.775	0.775	144.05	152.2	152.2	304.4
<b>D-E</b>	0.775	0.775	144.05	152.2	152.2	304.4
<b>E-F</b>	0.775	0.775	144.05	152.2	152.2	304.4

**Tableau VI.9 : Les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file D**

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre donne par l'ogiciel RDM 6 sont présentés sur le tableau suivant :

	ELU		ELS	
	traveé	Appuis	traveé	Appuis
<b>Sens X-X</b>	353.8	487.6	150.6	265
<b>Sens Y-Y</b>	639.7	874.9	467.6	639.6

L'effort tranchant A L'ELU :V<sub>y</sub>=554.5KN V<sub>x</sub>=621.9KN

➤ **Dimensionnement des nervures :**

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b = 2b_1 + b_0 \implies b_0 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{345}{2} = 172.5 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{10} = \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm} \end{cases} \implies b_1 = 4 \text{ cm}$$

$$\implies b = 130$$

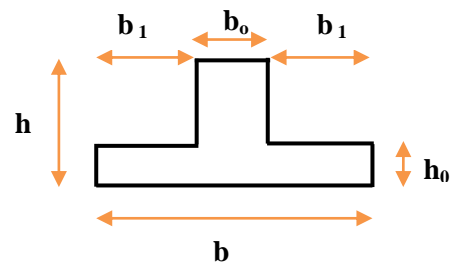


Fig VI.3 : Dimensions de la nervure

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10.43 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures longitudinales :**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple

On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

$$d = 0.9h = 72 \text{ cm}, C = 3 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, M_{tu} = 3507.40 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{30}{72} = 0.41 > 0.259\mu_0 = 0.8\alpha_0(1 - 0.4\alpha_0) = 0.277$$

$M_{Tu}$  = moment de la table

$$M_{Tu} = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 0.277 \times 130 \times 72^2 \times 14.210^{-3} = 2650.79 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} = 2650.79 \text{ KN.m} \rightarrow$  Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

➤ **Sens X-X :**

Zone	M (KN.m)	$\mu_{bu} < \mu_l$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A adopté
Appuis	487.6	0.058 < 0.391	20.07	10.60	4HA20+4HA16	20.61
Travée	353.8	0.042 < 0.391	14.44	10.60	8HA16	16.08

Tableau VI.10 : Le ferrailage adopté

➤ Sens Y-Y :

Zone	M (KN.m)	$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A adopté
Appuis	874.9	0.104 < 0.391	36.9	10.60	<b>4HA32+4HA20+4HA14</b>	50.9
Travée	639.7	0.076 < 0.391	26.6	10.60	<b>12HA20</b>	37.7

**Tableau VI.11 :Le ferrailage adopté**

✓ A l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \implies A_{min} = 10.43 \text{cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max .

**Sens X-X**

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2,50 \text{MPa}. \text{ (la fissuration est préjudiciable)}$$

	$V_{u \max}$ (KN)	b(m)	d(m)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
<b>Sens X-X</b>	621.9	0.5	0.72	1.73	2.5	<b>C.V</b>
<b>Sens Y-Y</b>	554.5	0.5	0.72	1.54	2.5	<b>C.V</b>

**Tableau VI.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement**

**Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

Contraintemaximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

		Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sens XX	Appuis	265	20.61	3.93	15	Vérifiée
	Travée	150.6	16.08	2.36	15	Vérifiée
Sens YY	Appuis	639.6	50.9	7.67	15	Vérifiée
	Travée	467.6	37.7	6.22	15	Vérifiée

**Tableau VI.13. Vérification des contraintes de compressions dans le béton**

**Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 267.67 MPa; 201.63 MPa \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 MPa \quad \sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \dots C.v$$

		Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Sens XX	Appuis	265	22.61	193.14	201.63	vérifiée
	Travée	150.6	16.08	139.51	201.63	vérifiée
Sens YY	Appuis	639.6	50.9	198.82	201.63	vérifiée
	Travée	467.6	37.7	193.23	201.63	vérifiée

**Tableau VI.14. Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

➤ **Espacement :**

➤ D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \cdot 20 \right\} = 20cm \Rightarrow S_t = 15cm \text{ (en zone nodale)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40cm \Rightarrow \text{on prend : } S_t = 30cm \text{ (zone courante)}$$

D'après le CBA93 l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L; 40cm, a + 10cm \}$$

$\Phi_L$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

$$S_t = \min \{ 15 \times 1.4; 40cm; 50 + 10cm \}$$

$$S_t \leq 21cm \Rightarrow s_t = 20cm$$

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

Zone nodale :  $S_t = 15cm$

Zone courante :  $S_t = 20cm$

**Les armatures transversales :**

**C.B.A :**  $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$

$A_t = 0,4 \times 0,50 \times 0,2 / 400 = 1cm^2$

✓ **RPA :** La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0.003.S_t.b$

$A_t = 0.003 \times 0,15 \times 0,50 = 2.25 cm^2.$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA10

**4HA10**  $\Rightarrow A_t = 3.14cm^2.$

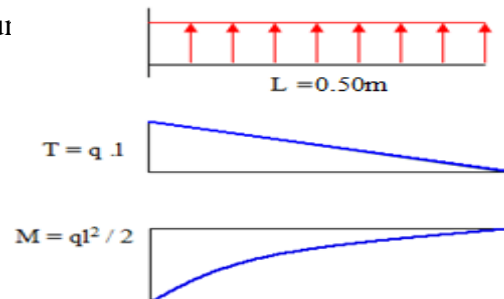
**VI.5.3. Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $L = 0.50 m$ . Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à ur

$h = 30 cm$

$b = 1m$

$d = 0,9 h = 27cm$



**Fig VI.4. Schéma statique du débord**

➤ **L'ELU :**

$M_{max} = q_u L^2 / 2 = 197.7 \times (0.50)^2 / 2 = 24.72KN.m$

$A_s = 3.01 cm^2/ml$  ;  $A_{s_{min}} = 5.21cm^2/ml.$

Donc  $A_s = \max (A_{s_{ultime}} ; A_{s_{min}}).$   **$A_s = 5.21 cm^2/ml.$**

Donc on choisit 5 HA12 = 5.65 m<sup>2</sup> /ml avec un espacement 20 cm.

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.



**VI.5.4. Etude du voile périphérique :**

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau ( $\pm 00$ ) :

D'après le (RPA<sub>99</sub>), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

**➤ Epaisseur du mur :**

L'épaisseur (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur:  $h_e = 3.57 - 0,35 = 3.22$  m

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{322}{25} \rightarrow e \geq 12.88 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour une épaisseur } e = 25 \text{ cm}$$

**➤ Calcul de la poussée des terres :**

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple .

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension (3.45x3.22) m<sup>2</sup>.

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :  $q = \gamma_s \cdot h_e \cdot A$

$\gamma$  : poids volumique des terres  $\rightarrow \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .

A: coefficient de poussée  $\rightarrow A = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow \varphi$ : angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles  $\rightarrow \varphi = 25^\circ$

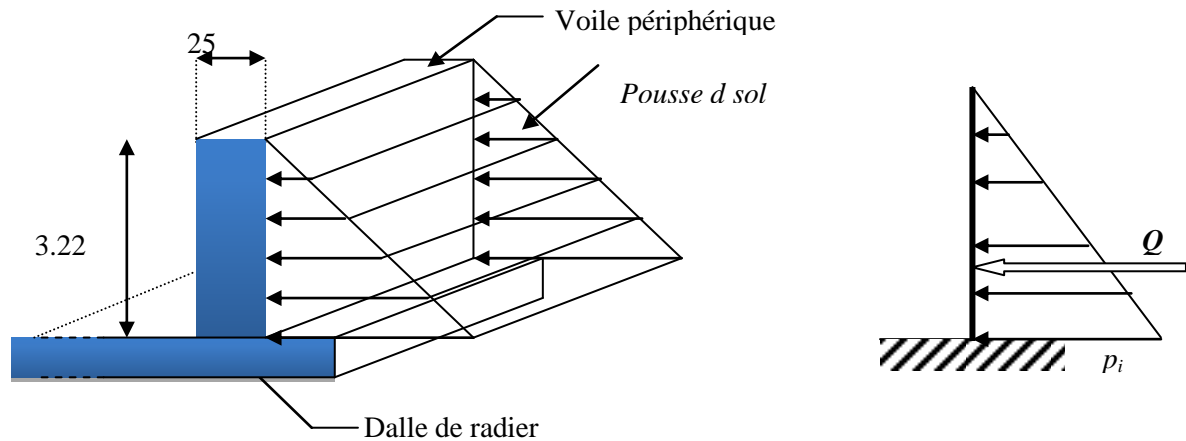


Fig.VI.5. schéma statique d'un voile périphérique.

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) \rightarrow A = 0.406$$

Données :

Surcharges éventuelles :  $q=5\text{KN /m}$

Poids volumique :  $\gamma = 20\text{KN /m}$  Cohérence :  $C=0$ .

Angle de frottement interne :  $\varphi=25^\circ$  coefficient de poussée :  $A= 0.406$

➤ **Poussée due aux terres :**

$$P = K_0 \times \gamma \times H$$

$$H=4.43\text{m} \quad P_1 = 35.97\text{KN/m}^2$$

$$H=7.65\text{m} \quad P_2 = 62.12\text{KN/m}^2 \quad P_h = \frac{P_1 + P_2}{2} = 49.044 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Poussée due aux surcharges :**

Une contrainte éventuelle d'exploitation :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P_q = K_0 \times q = 0,406 \times 10 = 4.06\text{KN /m}^2.$$

➤ **Méthode de calcul :**

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre Côtés.

➤ **Combinaison fondamentale :**

$$\text{E.L.U} : q_u = (1,35 P_h + 1.5P_q) \rightarrow q_u = 1,35 * 49.044 + 1.5 * 4.06 = 72.23 \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = P_h + P_q = 53.1\text{kN/m}$$

**a. Calcul des sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.22}{3.45} = 0,93 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0.0428 \cdot 72.23 \cdot 3.22^2 = 32.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.841 \cdot 32.05 = 26.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 24.04 \text{ KN.m} \quad M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 22.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -16.03 \text{ KN.m} \quad M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -16.03 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul des moments :**

Le panneau considéré		E.L.U.R	E.L.S
Lx (m)		3.22	3.22
Ly (m)		3.45	3.45
$\mu_x$		0.0428	0.05
$\mu_y$		0.841	0.891
Moments Isostatiques	$M_{0x}$ (kN.m)	32.05	27.53
	$M_{0y}$ (kN.m)	26.95	24.53
Moments en travée	$M_{tx}$ (kN.m)	24.04	20.65
	$M_{ty}$ (kN.m)	22.9	20.85
Moment en appui	$M_{ax}$ (kN.m)	-16.03	-13.76
	$M_{ay}$ (kN.m)	-16.03	-13.76

Tableau. VI.15. Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

**VI.5.4.1. Calcul du ferrailage :**

➤ **E.L.U.R :**

**a)-En travée :**

Calcul d'une section rectangulaire (bxe) avec b=100cm et e=20cm.

$$M_{ux}^t = 24.04 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$d = 0,9 \cdot e = 0,9 \cdot 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24.04 \cdot 10^3}{100 \cdot 22.5^2 \cdot 14,2} = 0,0334$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32.05}{27.53} = 1.17$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050 \quad \mu_{lu} \rightarrow 0.218$$

$$\mu_{bu} = 0.0334 < \mu_u = 0.218 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0334 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.225[1 - 0.6(0.0334)] = 0.22 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{24.04 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 3.13 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T12** = 5.65 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>t</sub>** = **20 cm**.

$$M_{uy}^t = 22.9 \cdot 10^3 \text{ N.m} \quad A_l = 2.25 \text{ cm}^2$$

**En appui :**

$$M_{ux}^a = -16.03 \cdot 10^3 \text{ N.m} \quad A_l = 2.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

**R. P. A :**  $A_{min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \cdot 100 \cdot 0.25 = A_{min} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**B. A. E. L :**  $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \cdot 100 \cdot 22.5 \cdot \frac{2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

	Sens x						Sens y					
	$A_{u2}^a$ (cm <sup>2</sup> )/ ml	$A_{min}^a$ (cm <sup>2</sup> )/ ml	A <sub>choi</sub> is cm <sup>2</sup>	Chois Des barres	A <sub>ado</sub> p	st	$A_{u2}^a$ (cm <sup>2</sup> )/ ml	$A_{min}^a$ (cm <sup>2</sup> )/ ml	A <sub>choi</sub> ss cm <sup>2</sup>	Chois Des barres	A <sub>ado</sub> p	st
<b>Travées</b>	3.13	2,72	3.13	<b>6T12</b>	6.79	<b>15</b>	2.25	2,72	2,72	<b>6T12</b>	6.79	<b>15</b>
<b>Appuis</b>	2.08	2,72	2,72	<b>5T12</b>	5.65	<b>20</b>	2.08	2,72	2,72	<b>5T12</b>	5.65	<b>20</b>

**Tableau VI.16. Ferrailage du voile périphérique**

**Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc}$  : Contraintemaximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

Y : position de l'axe neutre :  $by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie})$$

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$K$ (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée x	20.65	6.79	34908.16	5.83	0.05916	2.4	15	Cv
Travée y	20.85	6.79	34908.16	5.83	0.05973	3.48	15	Cv
Appui	-13.76	5.65	30030.42	5.39	0.04582	3.45	15	Cv

Tableau VI.17.Vérification des contraintes de compression dans le béton

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 267.67 MPa; 202 MPa \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 MPa \quad \sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 MPa \dots C.v$$

	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Travée x	149.37	202	Cv
Travée y	147.94	202	Cv
Appui	117.63	202	Cv

Tableau VI.18.Vérification des contraintes maximales dans l'acier

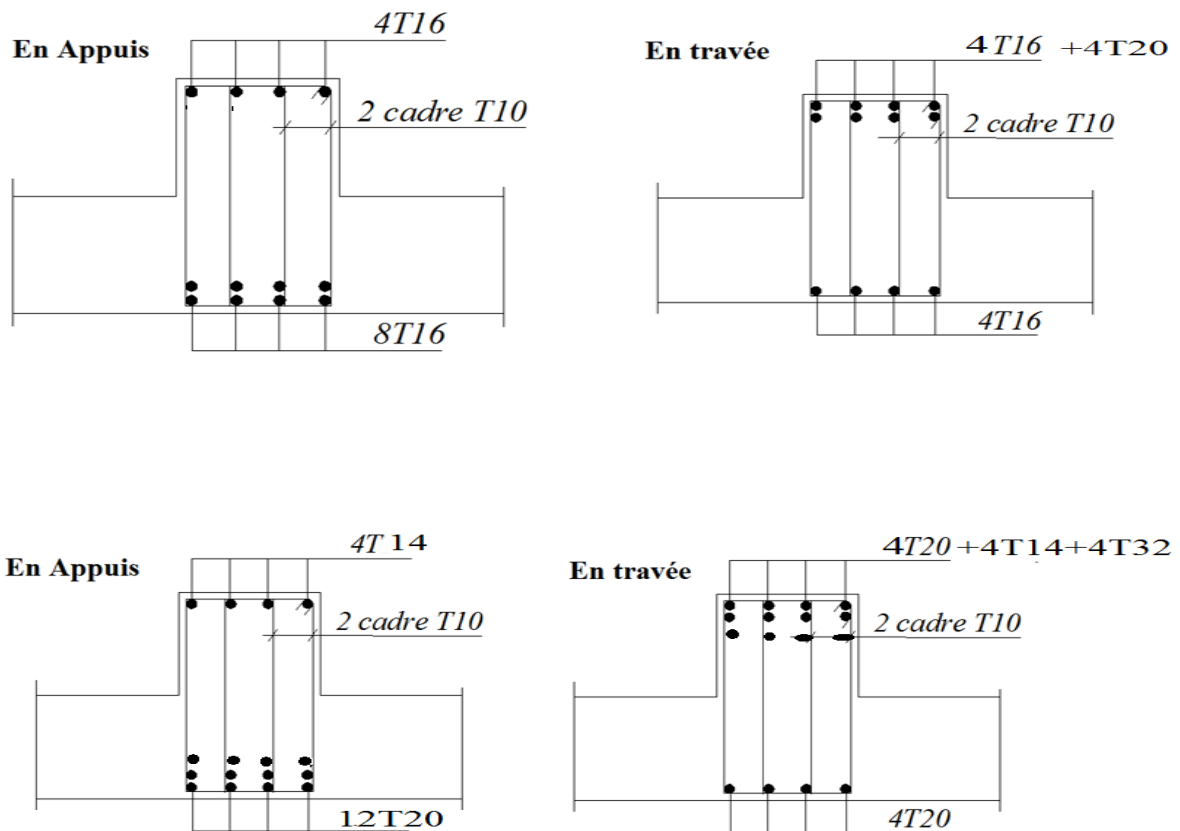


Fig.VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures longitudinales et transversales

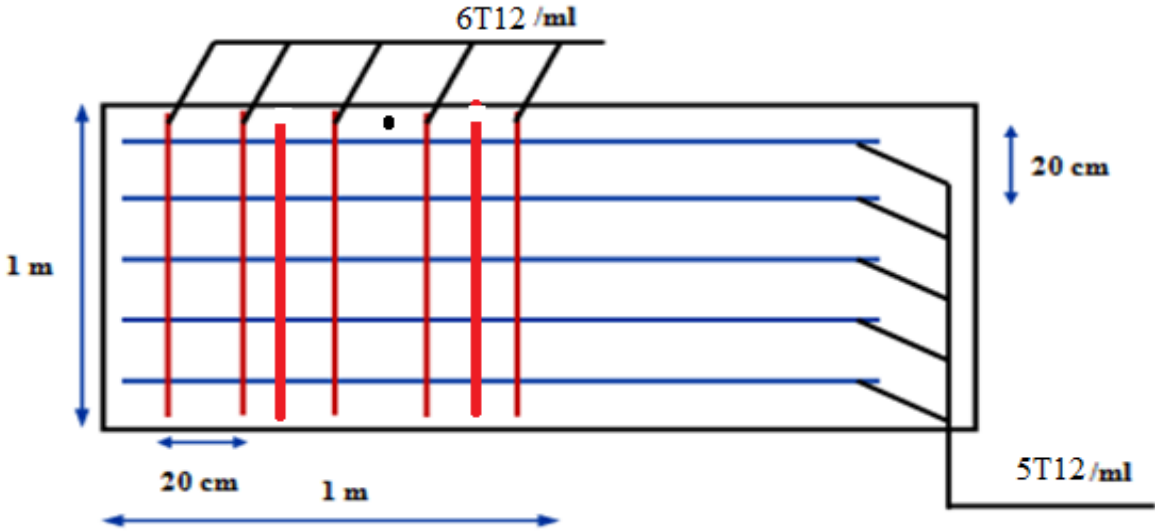


Fig.VI.7 : Ferrailage du voile périphérique

---

---

## **Conclusion générale**

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de forte sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage commercial au niveau du rez-de-chaussée.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

---

---

# Bibliographie

---

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ **Livre :**

- Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat –Roux

➤ **Cours :**

- Béton armé (3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année).....FSI. (2015-2016/2016-2017).
- Dynamique des structures (4<sup>ème</sup> année) .....FSI. (2016-2017).
- Cours de bâtiment (4<sup>ème</sup> année) .....FSI. (2016-2017).
- Résistance des matériaux (2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> année) .....FSI. (2014-2015/2015-2016).

➤ **Logiciels :**

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2010.....Dessin
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple  
ou compose).

- Mémoires de fin d'étude.....FSI